

# ARMIRTER BETON.

1919. OKTOBER.

## INHALT.

Das Verhalten von Beton und Eisenbeton im Seewasser. (Nach Veröffentlichungen von R. I. Wig und L. R. Ferguson, Eng. News-Rec. Band 79 Nr. 12, 14, 15, 16, 17 v. J. 1917.) Berichtet von Dipl.-Ing. J. Kortlang. S. 241.  
Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung elastischer Platten. Von Dr.-Ing. H. Marcus, Direktor der Huta, Hoch- und Tiefbau-Aktiengesellschaft, Breslau. (Forts. statt Schluß von S. 229.) S. 245.  
Graphische Untersuchung des rechteckigen eingespannten

Rahmens auf Grund der Theorie der Elastizitätsellipse. Von Dr.-Ing. Polívka, Prag. (Schluß von S. 237.) S. 250.  
Dimensionierung einseitig eingespannter Treppenstufen. Von Ingenieur Carl Ritter, Klotzsche-Königswald. S. 256.  
Literaturschau. Bearbeitet von Reg.-Baumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden. S. 262.  
Verschiedene Mitteilungen. S. 264.

## DAS VERHALTEN VON BETON UND EISENBETON IM SEEWASSER.

(Nach Veröffentlichungen von R. I. Wig und L. R. Ferguson, Eng. News-Rec. Band 79 Nr. 12, 14, 15, 16, 17 v. J. 1917.)

Berichtet von Dipl.-Ing. J. Kortlang.

Wie allgemein bekannt ist, hat man mit der Verwendung von Beton und Eisenbeton im Seebau bisher manchmal schlechte Erfahrungen gemacht, ohne dabei die eigentlichen Ursachen erkannt zu haben. Dies kam in der Hauptsache daher, daß alle Erklärungen, die man für die Zerstörungserscheinungen an Beton im Seebau hatte, aus rein theoretischen Erwägungen oder aus nur verhältnismäßig geringer Anzahl von Versuchen an Probekörpern mit zum Teil kleinen Abmessungen abgeleitet wurden. Beobachtungen an Bauwerken in möglichst großem Umfange unter Berücksichtigung aller Faktoren, die von Einfluß sein können, allein sind imstande, die richtige Aufklärung zu geben. Solche Faktoren sind: die Konstruktionsmethode, die Materialien, aus denen der Beton besteht, das Mischungsverhältnis, das Anmachwasser — ob Süß- oder Seewasser —, der Salzgehalt des Seewassers, die Bedingungen, unter denen das Bauwerk den Einwirkungen des Seewassers ausgesetzt ist, auf der einen Seite, eingehendes Studium des Entwurfes, der Zeichnungen,

der Photographien, die während des Baues angefertigt wurden, und der Veröffentlichungen darüber auf der andern Seite.

Von welch hohem Werte es sein kann, diese Faktoren zu beachten, mögen zwei Beispiele zeigen. In Fig. 1a ist eine Betonmauer abgebildet, die durch das Einwirken von Seewasser stark der Zerstörung entgegengeht. Figur 1b, eine Photographie, die kurz nach Vollendung der Mauer gemacht wurde, gibt die richtige Erklärung für die Zerstörungserscheinung. Man ersieht aus ihr, daß sich in der Höhe der schlimmsten Zerstörungen Konstruktionsfugen befinden, die durch das Trockenschlagen des Betons entstanden sind. Ursprünglich waren diese Fugen so unscheinbar, daß eine schädliche Wirkung ihrerseits anscheinend nicht befürchtet werden brauchte. Wie sehr sie

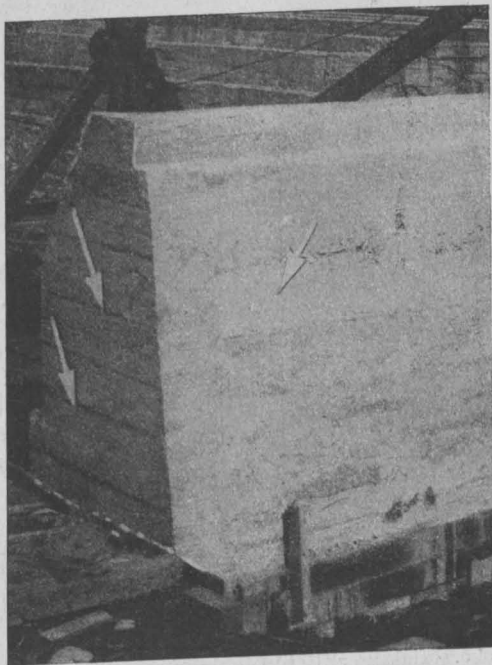


Fig. 1a. Eine Betonmauer nach Vollendung.

aber die Zersetzung des Betons gefördert haben zeigt Fig. 1b.

Bei einem Betonkai der vor etwa 17 Jahren an der Küste von Neu-England errichtet wurde, konnten schon vor seiner Fertigstellung die ersten

Anzeichen von Zerstörungen beobachtet werden, die sich in kürzester Zeit derartig verschlimmerten, daß die Standfestigkeit des Kais in Frage gestellt war. Die Konstruktionsphotographien ließen deutlich erkennen, daß der Beton sehr trocken eingebracht war.

Wig und Ferguson hatten bei zweijährigen Untersuchungen in allen Gegenden Amerikas, in



Fig. 1b. Die Mauer nach 12 Jahren.

Kanada, Cuba und Panama alle Faktoren auf das sorgfältigste beobachtet. Vor allem fanden die klimatischen Einflüsse genügende Berücksichtigung. Die wichtigsten Ergebnisse seien im Nachfolgenden mitgeteilt:

a) Reiner Beton: Wie bereits erwähnt treten Zerstörungserscheinungen an reinem Beton sehr häufig auf, wobei die Wirkung von dem Klima der Gegend stark beeinflusst wird. Es hat sich gezeigt, daß reiner Beton in kalten Gegenden stärker zerstört wird, als in wärmeren. Bislang wurde die Schuld dieser Zerstörungen fast ausschließlich auf die Verwendung von schlechtem Material geschoben, ohne dabei der Sache auf den Grund zu gehen. Daß ein erstklassiger Beton Grundbedingung für jeden Seebau ist, ist ohne weiteres klar; jedoch ist die Hauptursache dieser Zerstörungserscheinungen in etwas anderem zu suchen. Anlegende Schiffe, schwimmendes Eis oder sonstige schwimmende Gegenstände werden vom Wellengang heftig gegen die Seebauten geschleudert und scheuern oder stoßen die obere

Schicht oder Ecken ab. Sobald diese schützende Schicht entfernt ist, tritt die zersetzende Kraft des Seewassers, ein und in kurzer Frist zeigen sich an dem Bauwerke deutliche Zerstörungserscheinungen. Die Verfasser erklären dies wie folgt: Einer der Hauptbestandteile des Zementes ist der Kalk, der sich an der Oberfläche oder in deren Nähe befindet. Er hat die Eigenschaft, sich leicht mit dem Kohlendioxyd der Luft zu verbinden. Es bildet sich an der Oberfläche des Betons Calciumcarbonat (Kalkstein), das im Seewasser unlöslich ist. Auf diese Weise ist der nicht carbonierte Zement im Inneren von einer schützenden Schicht überzogen. Beton, der im Seewasser eingebracht wird, ist allerdings der atmosphärischen Luft nicht ausgesetzt; es befindet sich aber im Wasser immerhin genügend Kohlensäure, um an der Oberfläche des Betons dieselbe Umsetzung hervorzurufen. Warum tritt dieselbe Erscheinung nicht auf, wenn an einer Stelle die schützende Kalksteinhaut durch irgendeinen mechanischen Einfluß entfernt ist? Der Kalk des so frei gelegten Zementes könnte mit der Kohlensäure dieselbe Verbindung eingehen. Der Grund dafür ist, daß in dem Zement, der mit der Zeit hydriert, wenn er nicht der Einwirkung von Kohlendioxyd ausgesetzt ist, der Kalk sich aus dem amorphen in den kristallinen Zustand umwandelt. Infolge der geringen Löslichkeit des Kalkes in dieser kristallinen Form in Wasser setzt er sich mit den verhältnismäßig geringen Mengen vorhandener Kohlensäure nicht so leicht um. Das Seewasser dagegen, welches mit dem Kalk in seiner kristallinen Form in Berührung kommt, zersetzt es, und der Kalk geht in Lösung über als Calciumsulfat; die Magnesiumsalze des Seewassers scheiden sich als unlösliches Magnesiumhydroxyd aus. Dies setzt sich fort, bis der vorhandene Zement vollständig zersetzt ist. Die Analyse des zersetzten Zementes ergibt einen sehr reduzierten Kalk und einen sehr vermehrten Magnesiumgehalt.

Als Beispiel sei eine Betonmauer an der Küste des Stillen Ozeans angeführt, die in einer Gegend mit mildem Klima steht. Sie wurde vor etwa 9 Jahren erbaut. Die Mauer ist nicht überall gleich hoch, sondern an einer Stelle wurde sie so niedrig gehalten, daß kleine Schiffe dort anlegen können. Kurz nach der Vollendung stellte es sich heraus, daß die Mauer an dieser niederen Stelle noch 30 cm zu hoch war. Es mußte daher eine Betonschicht von 30 cm Stärke entfernt werden, wodurch eine behauene Oberfläche entstand. Bei halber Flut wird diese Oberfläche erreicht. Es zeigte sich in kurzer Zeit, daß die Oberfläche bis auf eine Tiefe von 1 cm aufgeweicht war, während der übrige Teil der Mauer, an dem die Oberfläche nicht verletzt war, in bester Verfassung ist. Da an dieser Stelle kein starker Seegang herrscht,

Eis infolge des milden Klimas nicht vorkommt, ist die Zerstörung nicht so gefährlich. Die weiche Schicht wird nicht so leicht weggespült, und neue Angriffsflächen werden dem Seewasser nicht so oft geboten.

In den kälteren Zonen geht die Zersetzung weit schneller vor sich. Hier wirken außer dem Wellengang, dem Anstoßen von Schiffen und anderen schwimmenden Gegenständen, noch die Eismassen auf den Beton ein. Außerdem gefriert das Wasser, welches in die Poren des Betons eingedrungen ist und sorgt dafür, daß die aufgeweichten Oberflächen entfernt und so neuer Zement der Zersetzung preisgegeben wird.

Man hat des öfteren beobachtet, daß sich die Zersetzung von einer schadhafte Stelle unter der Oberfläche fortpflanzt, bis eines Tages die obere Schutzdecke abbricht, wenn sie durch eine mechanische Einwirkung getroffen wird.

Nachdem nun gezeigt wurde, daß eine schädliche Wirkung von Seewasser auf Beton nur dann eintritt, wenn die schützende Schicht an der Oberfläche gewaltsam zerstört ist, so dürfte demnach unter dem Tiefwasserspiegel eine Zerstörung des Betongefüges nicht festgestellt werden, es sei denn, daß in der Ausführung Fehler gemacht worden sind.

Im Newyorker Hafen wurden seit 1879 Kai-mauern errichtet, die aus massiven Blöcken zusammengesetzt sind. Diese Blöcke sind im Laufe der Zeit vollständig unterspült worden. Im Jahre 1912 wurden aus irgend einem Grunde einige Blöcke entfernt. Soweit sie unter dem Tiefwasserspiegel gelagert waren, waren sie unbeschädigt.

Im allgemeinen müssen Seebauten dort ausgeführt werden, wo Ebbe und Flut täglich wechseln. Unter Wasser pflegt man den Beton in einem Fangdamm, mittels bodenentleerender Greifer oder Schüttrohren einzubringen. Über Niedrigwasser verwendet man Schalungen. Diese sind selten dicht. Die Flut steigt schneller als betoniert werden kann, sodaß die Arbeit unterbrochen werden muß, wenn die Flut die Höhe

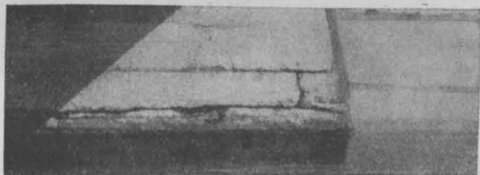


Fig. 2. Erscheinungen bei Arbeitsfugen.

Ein Teil dieser Schicht besteht aus Zement, der mit dem überschüssigen Wasser, das beim Mischen verwendet wurde, nach oben gestiegen ist. Ein anderer Teil ist Magnesia, das während der Überschwemmung vom Seewasser ausgeschieden wurde. Hieraus geht hervor, daß diese Schicht vor der Fortsetzung der Arbeit entfernt werden muß, da sich sonst Fugen bilden, wie sie in Fig. 2 ersichtlich sind. Fig. 2 zeigt die gefährliche Wirkung solcher Fugen.

Die Hauptsache bei jedem Seebau besteht darin, daß die Oberfläche des Betons vor mechanischen

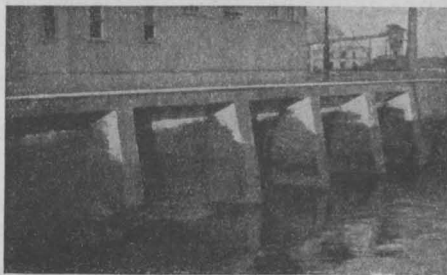


Fig. 3. Fehlerhafte Konstruktion (scharfe Ecken).

Einflüssen möglichst geschützt wird, und scharfe Ecken und Winkel nach Möglichkeit vermieden werden sollen. Wo sie nicht zu umgehen sind



Fig. 4. Fehlerhafte Konstruktion (scharfe Ecken).

sollten Abrundungen mit möglichst großen Radien vorgesehen werden. Als Beispiel dient Fig. 3. Diese Pierkonstruktion mit ihren Bögen ist mechanischen Angriffen so sehr ausgesetzt, daß ein Abscheuern der schützenden Schicht, demzufolge eine chemische Zersetzung des Betons in kurzer Zeit zu erwarten ist. Fig. 4 zeigt ebenfalls eine fehlerhafte Konstruktion. Die Ecken am Fuße der Mauer sind, wie zu erwarten war, abgestoßen, der Beton an diesen Stellen ist aufgeweicht. Daß diese Zerstörung hätte vermieden werden können, wenn die Ecken abgerundet worden wären, beweist der obere Teil der Konstruktion. Noch schlimmere Fehler wurden bei der Mauer in Fig. 5 begangen. Hier wurde die Oberfläche werkmäßig

des augenblicklichen Arbeitsstandes erreicht hat bis das Wasser wieder zurückgetreten ist. Dann kann jedesmal beobachtet werden, daß eine weiche kalkartige Schicht die Oberfläche bedeckt.

behauen, um sie zu verschönern. Die Folgen sind aus der Figur ersichtlich.

Holzverkleidungen oder Granitversatz haben sich überall gut bewährt, wo der Beton starken

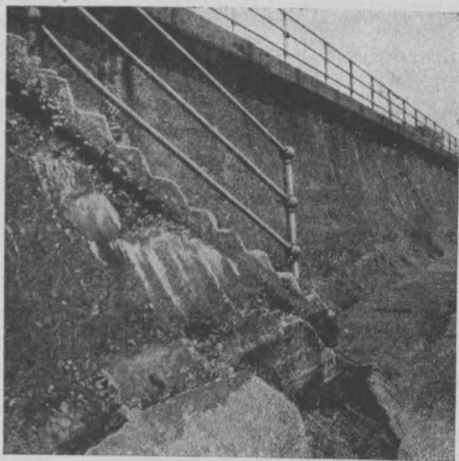


Fig. 5. Fehlerhafte Konstruktion (werkmäßige Bearbeitung).

mechanischen Einflüssen ausgesetzt war. Ein interessantes Beispiel liefert eine Betonmauer an der mittleren atlantischen Küste. Diese Mauer ist stellenweise durch hölzerne Pfahlwände geschützt. An allen ungeschützten Stellen ist die Betonoberfläche zerstört und häufige Ausbesserungen sind nötig, während die geschützten Stellen vollständig unverletzt sind. Ferner wurden im Jahre 1889 eine Anzahl großer Betonbrückenpfeiler entlang der Fundybay errichtet. Es haben sich an diesen Pfeilern, obwohl sie meistens starken Angriffen ausgesetzt sind, noch keine Zerstörungen feststellen lassen. Dies ist lediglich darauf zurückzuführen, daß diese Pfeiler durch starke Holzbohlen geschützt sind. Anlässlich einer Prüfung im Jahr 1914, bei der die Holzbohlen entfernt wurden, wurde festgestellt, daß sämtliche Pfeiler sich in tadellosem Zustande befanden.

Aus dem Gesagten geht also hervor, daß reiner Beton im Seewasser bei entsprechenden Vorkehrungen ohne weiteres verwendet werden kann. Es ist nur dafür zu sorgen, daß die Oberflächen stets gegen Abschürfen und Abstoßen geschützt werden.

b) Eisenbeton: Eisenbeton wurde bislang nur selten mit Erfolg im Seebau verwendet. Es herrschte die Ansicht, daß eine verhältnismäßig dünne Betonschicht die Eiseneinlagen vor den Einflüssen des Seewassers schützen könne. Die amerikanischen Vorschriften verlangen, daß die Eiseneinlagen mindestens  $2\frac{1}{2}$  cm von der Oberfläche entfernt sein müssen. Die folgenden Ausführungen werden zeigen, daß dieses Maß voll-

ständig unzureichend ist. Die Untersuchungen erstrecken sich auf eine große Anzahl von Seebauten verschiedenen Alters.

In Fig. 6 ist ein Teil eines Piers abgebildet, der erst im Juli 1916 der Öffentlichkeit übergeben wurde; schon im Oktober desselben Jahres zeigten sich große Risse. In dieser kurzen Zeit wurden die Eisen so stark angegriffen, daß die durch das Rosten hervorgerufene Volumenvergrößerung starke Risse verursachte. Die Schnelligkeit, mit der die Rißbildung vor sich geht, hängt von der Einbettungstiefe der Eiseneinlagen ab. Hieraus erklärt es sich, daß nicht alle Eisen zugleich angegriffen wurden, und daß die Sprengung der verschiedenen Bauteile nacheinander erfolgte.

Man pflegt auch hier die Schuld auf die Verwendung von schlechtem Beton zu schieben. Es ist ganz selbstverständlich, daß die Güte des Betons einen wesentlichen Einfluß hat. Aber es wäre falsch, diesem Umstande allein die Schuld zu geben und alle übrigen Faktoren außer Acht zu lassen. Selbst der beste Beton ist auf die Dauer nicht instande, die Eiseneinlagen vor einer Zersetzung zu schützen, wenn nicht entsprechende Vorkehrungen getroffen werden.

An der südatlantischen Küste befindet sich eine Eisenbeton-Kaimauer, die im Jahre 1912 erbaut wurde. Diese Mauer ruht auf Eisenbetonpfählen, die wiederum eine Eisenbetondecke tragen. Das Mischungsverhältnis der Pfähle ist  $1:1\frac{1}{2}:3$  und der Beton wurde so naß eingebracht, daß eine gute Umschließung der Eiseneinlagen gewährleistet ist. Der Beton wurde aus bestem Material hergestellt, äußerst sorgfältig gemischt



Fig. 6. Riffelbildung bei Eisenbetons im Seewasser.

und eingebracht. In Fig 7. ist ein geborstener Pfahl abgebildet, zugleich ein Betonstück, aus dem die gute Qualität zu ersehen ist. Schon 1916 waren 60% der Pfähle geborsten, in vielen Fällen das Eisen bloßgelegt.



Auf den Philippinen stehen mehrere Eisenbetonkonstruktionen, die in hohem Maße zersprengt sind. Diese Zerstörungen wurden auf

Teilen der vorher erwähnten Konstruktionen vorhanden waren, genügen nicht, um die Eisen vor Zerstörung vollständig zu schützen, sogar bei einem guten Mischungsverhältnis von  $1:1\frac{1}{2}:3$ .

Die früher übliche Erklärung für die Zerstörungen von Eisenbetonkonstruktionen beruhte auf der Wirkung elektrischer Ströme. Nur selten wurde eine eingehende Prüfung vorgenommen, doch der Mangel an einer besseren Erklärung und die Annahme, daß 2 bis 4 cm Einbettungstiefe einen guten Schutz für die Eiseneinlagen bietet, führte immer wieder auf die alte Erklärung zurück. Dies ist auch bei einem Bericht des Committee on Reinforced Concrete of the British Institution of Civil Engineers der Fall, wo eine Anzahl von Eisenbetonkonstruktionen im Seebau beschrieben sind. Die meisten zeigen starke Zersprengungen entlang den Einlagen. Man nimmt an, daß dies auf verschiedene Ursachen zurückzuführen ist, wie zu geringe Entfernung der Eisen von der Oberfläche, schlechtes Einbringen des Betons, dadurch entstandene poröse Stellen, vor allem aber auf den Einfluß elektrischer Ströme.

Gewiß hat der elektrische Strom Einfluß, aber diese Fälle sind selten. Das folgende Beispiel soll dies näher erklären. Das Zersprengen des Betons im Seewasser beginnt immer über Hochwasserlinie. Wenn es sich tiefer fortsetzt, so geschieht dies erst sekundär, und nur selten erstreckt es sich bis zur Niedrigwasserlinie, wenn das Eisen tief eingebettet ist. Bei allen Versuchen, die über die Einwirkung von elektrischen Strömen auf Eisenbeton angestellt wurden, zeigt es sich, daß ein Bersten durch das Rosten des Eisens an den Stellen beginnt, wo der Strom die Eiseneinlagen verläßt. Demnach müßten die Risse unter Hochwasserlinie entstehen an den Stellen, wo der Strom das Eisen verläßt. Es kann also schwerlich die elektrolytische Wirkung der Grund der Zerstörung sein bei denjenigen Seebauten, wo die Zerstörungen nicht unter Hochwasserlinie beginnen.

(Schluß folgt.)

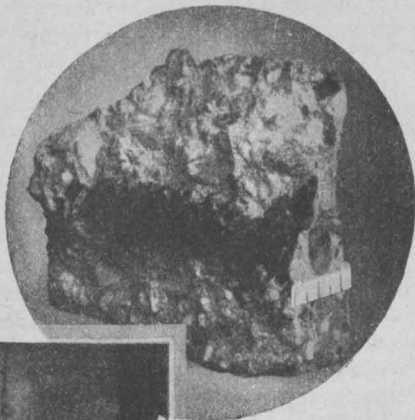
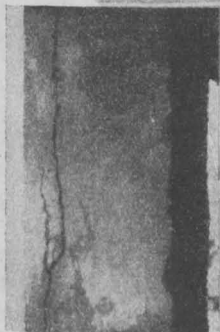


Fig.-7.

a) Betonstück guter Qualität.



b) Geborstener Eisenbetonpfahl derselben Betonmischung.

die Verwendung von Seewasser als Anmachewasser zurückgeführt, da man bei der Untersuchung reichliche Mengen Chlor fand, eine Erklärung, die von Wig und Ferguson bestritten wird.

Es hat sich somit gezeigt, daß eine Einbettungstiefe, wie sie in den Vorschriften verlangt wird, nicht ausreichend ist. Selbst Einbettungstiefen von 5 oder 6 cm, wie sie bei verschiedenen

## DIE THEORIE ELASTISCHER GEWEBE UND IHRE ANWENDUNG AUF DIE BERECHNUNG ELASTISCHER PLATTEN.

Von Dr.-Ing. H. Marcus, Direktor der Huta, Hoch- und Tiefbau-Akt.-Ges., Breslau.

(Fortsetzung statt Schluß von Seite 229.)

### § 5.

#### Die Nachprüfung der Biegungstheorie elastischer Platten durch Versuche.

##### A. Die Anstrengung der Platten im Lichte der Bruchtheorien.

Die Anwendung des elastischen Gewebes ermöglicht für jeden Belastungszustand und für jeden Querschnitt der Platte die Biegemomente

$s_x$ ,  $s_y$ , das Drillungsmoment  $t_{xy}$  und die Scherkräfte  $v_x$  und  $v_y$  zu ermitteln.

Die Hauptbiegemomente

$$s_{\max}^{\min} = \frac{s_x + s_y}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(s_x - s_y)^2 + 4 t_{xy}^2} \quad (I)$$

erreichen den größten bzw. den kleinsten Wert in den Querschnitten, in welchen das Verdrehungsmoment  $t$  verschwindet: der Neigungswinkel  $\alpha$

dieser Querschnitte gegen die  $xz$ -Ebene wird durch die Beziehung

$$\tan 2\alpha = -\frac{2t_{xy}}{s_x - s_y}$$

festgelegt.

Der Größtwerth des Drillungsmomentes

$$t_{\max} = \frac{1}{2} \sqrt{(s_x - s_y)^2 + 4t_{xy}^2} \dots (II)$$

wird hingegen in einem der winkelhalbierenden Schnitte der Hauptbiegungsmomente erreicht.

In den vorhin behandelten Beispielen ist infolge der Symmetrie in der Gestalt und in der Belastung der quadratischen Platten für alle Punkte der Diagonalen  $s_x = s_y$ : die Hauptbiegungsspannungen sind mithin parallel bzw. senkrecht zu den Diagonalen gerichtet. Die in den Fig. 14a u. 17a eingetragenen Zahlenwerte sind auf Grund der obigen Formel I ermittelt.

In den mit den Koordinatenachsen sich deckenden Mittellinien ist andererseits infolge der Symmetrie  $t_{xy} = 0$ . Die für die Punkte der Mittellinien errechneten Werte  $s_x$  und  $s_y$  stellen also die Hauptbiegungsmomente dar.

Für einen Baustoff, der dem Hookeschen Gesetz folgt, lassen sich auf Grund der Hauptgleichungen (1) aus den Spannungsmomenten unmittelbar die größten am unteren bzw. am oberen Rande der Platte auftretenden Spannungen

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \pm \frac{s_x}{h^2} \\ \sigma_y &= \pm \frac{s_y}{h^2} \\ \tau_{xy} &= \pm \frac{t_{xy}}{h^2} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (III)$$

ableiten.

Die zugehörigen Zahlenwerte können als Grundlage für die Querschnittsbemessung verwendet werden, wenn man, der Mohrschen Hypothese entsprechend, die größte Schubspannung als Maßstab für die größte Anstrengung der Platte betrachtet. Da die letztere gleich dem halben Unterschied der algebraisch größten und kleinsten der drei Hauptspannungen ist, welche den Spannungszustand an einer Stelle bestimmen, liegt die am meisten gefährdete Stelle an den Oberflächenschichten der Platte, die den größten Spannungsunterschied aufweisen.

Hierbei kommen die Hauptbiegungsspannungen

$$\sigma_1 = \frac{6}{h^2} \left[ \frac{s_x + s_y}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{(s_x - s_y)^2 + 4t_{xy}^2} \right]$$

$$\sigma_2 = \frac{6}{h^2} \left[ \frac{s_x + s_y}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{(s_x - s_y)^2 + 4t_{xy}^2} \right]$$

in Betracht, während die dritte Normalspannung  $\sigma_z$  gleich Null ist oder, da sie höchstens den Wert der Pressung  $p$  erreicht, neben  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  gleich Null angesetzt werden darf.

Haben  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  das gleiche Vorzeichen, so ist die größte der beiden ( $\sigma_{\max}$ ) maßgebend: Der zugehörige Grenzwert der Schubspannung ist

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_z}{2} = \frac{3}{2} \cdot \frac{s_x + s_y \pm \sqrt{(s_x - s_y)^2 + 4t_{xy}^2}}{h^2} \quad (IV)$$

Bei verschiedenen Vorzeichen von  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  wird hingegen

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = \frac{3}{h^2} \sqrt{(s_x - s_y)^2 + 4t_{xy}^2} \dots (V)$$

Die Beurteilung der Bruchgefahr nach der Größe der Schubspannung ist insofern gerechtfertigt, als sich die Mohrsche Hypothese für die technisch wichtigsten Baustoffe den bisher vorliegenden Versuchsergebnissen besser als alle übrigen für die Abschätzung der Bruchgefahr entwickelten Theorien anschließt<sup>1)</sup>: Bei bildsamen und teilweise auch bei spröden Baustoffen, wenigstens soweit die fraglichen Hauptspannungen Druckspannungen sind, erscheint sie durch die Versuche hinreichend bestätigt, um die Grundlage der praktischen Festigkeitsberechnungen zu bilden.

Für spröde Stoffe und vor allem, soweit Zugspannungen in Betracht kommen, erscheint es fraglich, ob nicht eher die größte Dehnung den richtigen Maßstab für die Abschätzung der Bruchgefahr ergibt.

Da diese Hypothese durch einige Versuche bestätigt ist und bei Eisenbetonplatten zumindest für die Beurteilung der Tragfähigkeit vor und nach Eintritt der Rissebildung herangezogen zu werden verdient, empfiehlt es sich noch zu zeigen, wie aus den Spannungsmomenten  $s_x$ ,  $s_y$  und  $t_{xy}$  der Größtwerth der Dehnung abgeleitet werden kann.

Sind für ein Plattenelement die spezifischen Dehnungen und Schiebungen

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_x &= -z \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} \\ \epsilon_y &= -z \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} \\ \epsilon_{xy} &= -2z \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x \partial y} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (VI)$$

gegeben, so sind die Grenzwerte der Verzerrungsgrößen in zwei senkrecht zueinander stehenden Schnittflächen durch die Formel

<sup>1)</sup> Vergl. Otto Mohr, „Abhandlungen aus dem Gebiete der technischen Mechanik“, zweite Auflage, Abhandlung V, Berlin 1914, W. Ernst u. Sohn. — v. Karmann, „Festigkeitsversuche unter allseitigem Druck“, Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, Heft 118, Berlin 1912, Verlag von Julius Springer. — Föppl, Mitteilungen aus dem mech. techn.-Laboratorium der Techn. Hochschule München, 1900.

$$\varepsilon = -\frac{z}{2} \left\{ \left( \frac{\partial^2 \xi}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 \xi}{\partial y^2} \right) \pm \sqrt{\left( \frac{\partial^2 \xi}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 \xi}{\partial y^2} \right)^2 + 4 \left( \frac{\partial^2 \xi}{\partial x \partial y} \right)^2} \right\}$$

$$= \frac{1}{2} (\varepsilon_x + \varepsilon_y) \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_{xy})^2} \dots \dots \dots \text{(VII)}$$

gegeben.

Die zugehörigen reduzierten Spannungen, also diejenigen Spannungen, welche in einem Stab bei einfacher Zug- oder Druckbeanspruchung die Dehnungen  $\varepsilon$  hervorbringen würden, sind

$$\sigma_{\text{red}} = E \varepsilon = \frac{E}{2} \left[ (\varepsilon_x + \varepsilon_y) \pm \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_{xy})^2} \right] \text{(VIII)}$$

Für die Oberflächenschichten der Platte erhält man insbesondere auf Grund der Gl. (2) und (VI), wenn

$z = \pm \frac{h}{2}$  gesetzt wird:

$$\left. \begin{aligned} E \varepsilon_x &= \pm \frac{6}{h^2} \left( s_x - \frac{1}{m} s_y \right), \\ E \varepsilon_y &= \pm \frac{6}{h^2} \left( s_y - \frac{1}{m} s_x \right), \\ E \varepsilon_{xy} &= \pm \frac{6}{h^2} \cdot \frac{2(m+1)}{m} t_{xy} \end{aligned} \right\} \dots \text{(IX)}$$

Mithin ergibt sich als Grenzwert der reduzierten Spannungen

$$\sigma_{\text{red}} = \pm \frac{3}{h^2} \left[ (s_x + s_y) \frac{m-1}{m} + \frac{m+1}{m} \sqrt{(s_x - s_y)^2 + 4 t_{xy}^2} \right]. \text{(X)}$$

Um den Unterschied in den Schlußfolgerungen aus den beiden Hypothesen über die Bruchgefahr näher zu beleuchten, mögen die soeben abgeleiteten Formeln auf die frei aufliegende, gleichmäßig belastete, quadratische Platte angewandt werden. Für die Plattenmitte lieferte die ausführliche Berechnung im Abschnitt 4 die Werte:

$$s_x = s_y = 0,1892 \text{ pa}^2, \\ t_{xy} = 0.$$

Für die Plattenecken hingegen:

$$s_x = s_y = 0, \\ t_{xy} = \pm 0,1247 \text{ pa}^2.$$

Auf Grund der Formeln (IV), (V), und (X) erhält man mithin:

$$\tau_{\text{max}} = \frac{3}{2} \left( \frac{s_x + s_y}{h^2} \right) = \frac{3}{2} \cdot 2 \cdot 0,1892 \frac{\text{pa}^2}{h^2} = 0,5676 \frac{\text{pa}^2}{h^2}$$

$$\sigma_{\text{red}} = \frac{3}{h^2} \cdot \frac{m-1}{m} (s_x + s_y) = 3 \cdot \frac{7}{10} \cdot 2 \cdot 0,1892 \frac{\text{pa}^2}{h^2}$$

$$= 0,79464 \frac{\text{pa}^2}{h^2},$$

bezw.:

$$\tau_{\text{max}} = \frac{3}{h^2} \sqrt{4 t_{xy}^2} = \frac{6}{h^2} \cdot 0,1247 \text{ pa}^2 = 0,7482 \frac{\text{pa}^2}{h^2},$$

$$\sigma_{\text{red}} = \frac{3}{h^2} \cdot \frac{m+1}{m} \sqrt{4 t_{xy}^2} = \frac{6}{h^2} \cdot \frac{13}{10} \cdot 0,1247 \text{ pa}^2$$

$$= 0,97266 \frac{\text{pa}^2}{h^2},$$

oder auch:

$$p_1 = \left( \frac{h}{a} \right)^2 \frac{\tau_{\text{max}}}{0,5676} = 1,762 \left( \frac{h}{a} \right)^2 \cdot \tau_{\text{max}},$$

$$p_2 = \left( \frac{h}{a} \right)^2 \frac{\sigma_{\text{red}}}{0,79464} = 1,26 \left( \frac{h}{a} \right)^2 \sigma_{\text{red}},$$

bezw.:

$$p_1 = \left( \frac{h}{a} \right)^2 \frac{\tau_{\text{max}}}{0,7482} = 1,358 \left( \frac{h}{a} \right)^2 \tau_{\text{max}},$$

$$p_2 = \left( \frac{h}{a} \right)^2 \frac{\sigma_{\text{red}}}{0,97266} = 1,029 \left( \frac{h}{a} \right)^2 \sigma_{\text{red}}.$$

Ein Vergleich zwischen den Bruchbelastungen  $p_1$  und  $p_2$ , welche diesen Formeln entsprechen, ist aus dem Grunde schwierig, weil die Beziehungen zwischen den Grenzwerten  $\tau_{\text{max}}$  und  $\sigma_{\text{red}}$  einerseits, der Druckfestigkeit und der Zugfestigkeit andererseits durch Versuche noch nicht hinreichend klargelegt sind.

Für homogene, bildsame Baustoffe mit der Fließ- oder Quetschgrenze  $k_f$  kann man in erster Annäherung

$$\tau_{\text{max}} = \frac{1}{2} k_f,$$

$$\sigma_{\text{red}} = k_f$$

annehmen. Es ergibt sich sodann:

$$p_1 = 0,881 \left( \frac{h}{a} \right)^2 k_f,$$

$$p_2 = 1,26 \left( \frac{h}{a} \right)^2 k_f,$$

bezw.:

$$p_1 = 0,679 \left( \frac{h}{a} \right)^2 k_f,$$

$$p_2 = 1,029 \left( \frac{h}{a} \right)^2 k_f,$$

und hieraus folgt:

$$p_1 : p_2 = 0,881 : 1,26 = 1 : 1,43$$

bezw.:

$$p_1 : p_2 = 0,679 : 1,029 = 1 : 1,52.$$

Die Hypothese der größten Dehnung als Maßstab für die Bruchgefahr würde also für die Tragfähigkeit der Platte einen durchschnittlich um 50% höheren Wert als die Theorie der größten Schubspannung liefern!

Dieses einfache Beispiel läßt allzudeutlich erkennen, wie wenig die wichtigsten Festigkeitstheorien in der Bewertung der Bruchgefahr übereinstimmen. Bei diesen erheblichen Abweichungen ist es einleuchtend, daß die Biegungstheorie der elastischen Platte erst dann als eine brauchbare Grundlage der Querschnittsbemessung betrachtet werden darf, wenn durch Versuche einwandfrei nachgewiesen worden ist, mit welcher Sicherheit überhaupt die Größe und die Zusammensetzung der ungünstigsten Spannungen und Formänderungen, welche den Bruch herbeiführen, abgeschätzt werden können.

Da die Klärung dieser Frage von entscheidender Bedeutung ist, erscheint es notwendig, die

Ergebnisse der bisherigen Plattenversuche einer Prüfung zu unterziehen und sodann die durch künftige Versuche noch zu lösenden Aufgaben zu erörtern.

## B. Die Bewertung der bisherigen Plattenversuche.

Es sei zunächst vorausgeschickt, daß aus den Versuchen eine Bestätigung oder eine Widerlegung einer der beiden Bruchtheorien nur insofern zu erwarten ist, als der jeweilige Spannungs- oder Formänderungszustand der gefährdeten Querschnitte mit hinreichender Genauigkeit bestimmt werden kann.

Die Erfüllung dieser Bedingung setzt aber voraus, daß die Eigenschaften der Versuchskörper und die Versuchsanordnungen selbst sich möglichst den Annahmen, auf die sich die Platten-

können; es fallen dann mit den zusätzlichen lotrechten Auflagerwiderständen die an den Ecken wirkenden, abwärts gerichteten Einzelkräfte fort und die Platte hat das Bestreben, sich von den Auflagerkanten abzuheben. Da ich mit Rücksicht auf den mir zur Verfügung stehenden Raum von einer ausführlichen Wiedergabe der Berechnung absehen muß, habe ich lediglich die Werte der Hauptspannungsmomente längs der Diagonalen und der Mittellinien in den Fig. 22 und 22a eingetragen. Ein Vergleich mit den Fig. 14 und 14a zeigt, daß, wenn die Plattenecken nicht verankert werden, eine merkliche Verschiebung in der Größe und in der Verteilung der Beanspruchungen eintritt. In der Mitte steigt der Wert der Hauptbiegungsmomente von  $s_x = s_y = 0,1892 \text{ pa}^2$  auf  $s_x = s_y = 0,2535 \text{ pa}^2$ . In den Ecken hingegen, die früher die Hauptspannungsmomente  $s_1 = s_2 = -0,1247 \text{ pa}^2$  aufzunehmen hatten, verschwinden jetzt alle Biegungsspannungen.

Zu ähnlichen Feststellungen gelangt man, wenn man Platten mit fest eingeklemmten Rändern

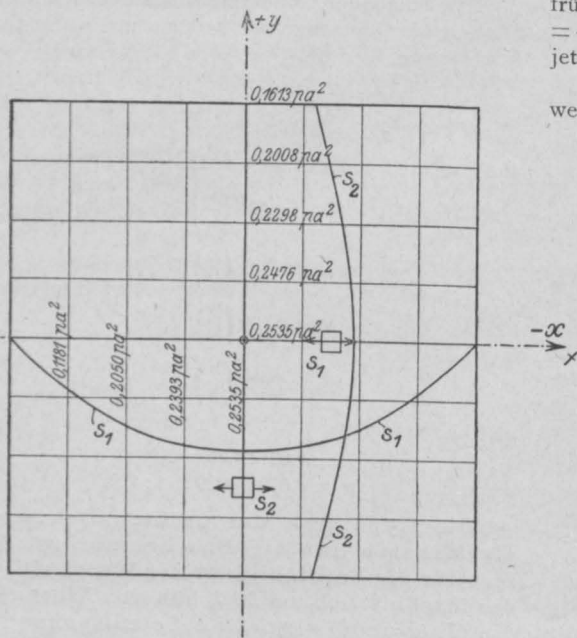


Fig. 22.

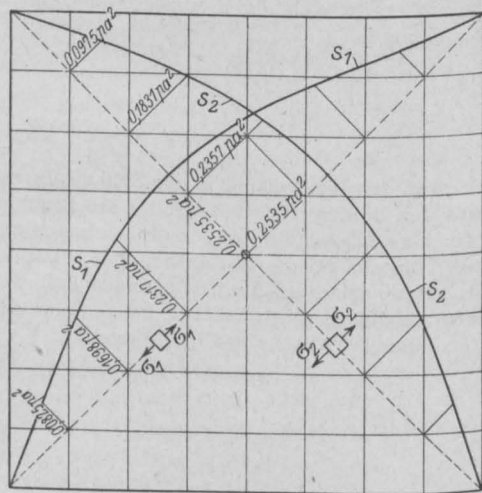


Fig. 22a.

theorie aufbaut, anpassen. Es darf nämlich nicht ausser acht gelassen werden, daß elastische Platten unendlich oft statisch unbestimmte Gebilde darstellen und, wie die meisten statisch unbestimmten Tragwerke, durch die kleinsten Veränderungen der Auflagerungsbedingungen oder der elastischen Eigenschaften in ihrem Spannungszustand wesentlich beeinflußt werden.

Um diese Abhängigkeit und Empfindlichkeit näher zu beleuchten, habe ich als Beispiel den Spannungszuwachs untersucht, den eine quadratische, ringsum freiaufliegende und gleichmäßig belastete Platte erfährt, wenn die Ränder frei von Drillungsmomenten sind und sich leicht wölben

und frei aufliegende Platten miteinander vergleicht. Ich habe als Beispiel die quadratische gleichmäßig belastete, ringsum eingespannte Platte behandelt und den Verlauf der Hauptspannungsmomente in den Fig. 23 und 23a dargestellt. Letztere zeigen, daß in der Plattenmitte der Wert der Hauptbiegungsmomente von  $s_x = s_y = 0,1892 \text{ pa}^2$  auf  $s_x = s_y = 0,090 \text{ pa}^2$  nunmehr herabgemindert ist, während die Mitten der Ränder, die sonst frei von Biegungsspannungen sind, die bedeutenden Einspannungsmomente  $s = -0,2095 \text{ pa}^2$  aufweisen.

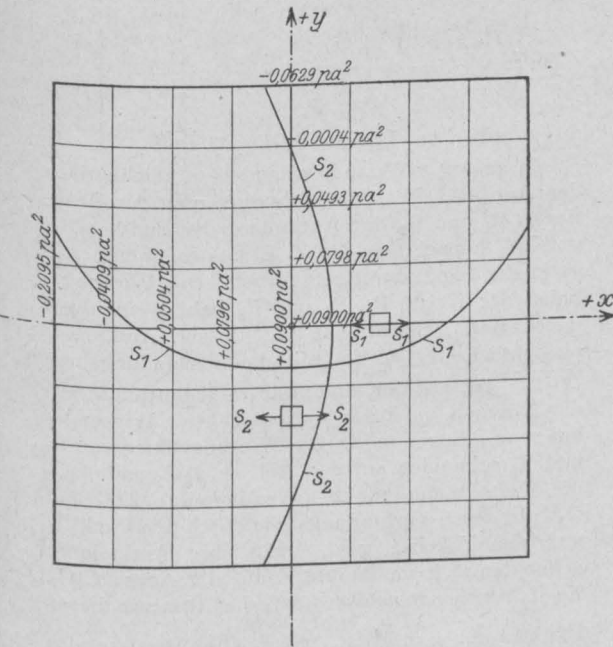
Ich habe diese beiden Grenzfälle zum Vergleich mit der freiaufliegenden Platte aus dem



Grunde herangezogen, weil bei den meisten bisherigen Versuchen leider Auflagerungsarten gewählt worden sind, die wesentlich von der freibeweglichen Stützung abweichen und hierdurch eine einwandfreie Nachprüfung der Plattentheorie ausschließen.

Diese Mängel zeigen sich vor allem bei den sonst mit größter Sorgfalt durchgeführten Bachschen Versuchen: da die fraglichen Platten entweder gegen Abheben nicht gesichert oder längs der Randlinien fest vernietet waren<sup>2)</sup>, so lassen

hat durch Messung der Durchbiegungen einer ringsum frei aufliegenden, kreisförmigen Platte aus Flußeisen nachgewiesen, daß sich die Gestalt der errechneten elastischen Fläche mit der beim Versuch beobachteten recht gut deckt: der aus den Durchbiegungen abgeleitete Wert der Poissonschen Zahl oder der Elastizitätsziffer  $E$  weicht indessen von denjenigen, der aus der elastischen Linie eines schmalen Balkens vom gleichen Baustoff ermittelt wurde, ab.



Plattentheorie mit der gleichen Zuverlässigkeit wie die einfache Balkentheorie einen brauchbaren Anhalt über Größe und Verteilung der Beanspruchungen und Formänderungen ergibt. Da die Versuche aber nicht bis zum Bruch fortgeführt

worden sind, so bleibt die wichtige Frage, welche der beiden Festigkeitshypothesen die richtige Abschätzung der Tragfähigkeit der Platten ermöglicht, vorerst unentschieden.

(Schluß folgt.)

## GRAPHISCHE UNTERSUCHUNG DES RECHTECKIGEN EINGESPANNTEN RAHMENS AUF GRUND DER THEORIE DER ELASTIZITÄTSELLIPSE.

Von Dr.-Ing. Polivka, Prag.

(Schluß von Seite 237.)

### 3. Belastung des Rahmens durch eine Einzellast. (Fig. 2).

Die Antipole  $DC'$  und  $DC''$  der Wirkungslinie von  $P$  hinsichtlich der E. E. der Rahmenteile  $A_1C_1C$  und  $CC_2A_2$  ( $EC'$  und  $EC''$ ) bestimmt man folgendermaßen. Der Antipol  $D'C$  liegt auf der Verbindungslinie  $\overline{D_3C'S}$ , wo der Antipol  $D_3C'$  durch die Strecke  $\overline{C_1D_3C'} = \frac{a}{3}$  gegeben ist.

In den Punkten  $D_3C'$  und  $S_1$  lassen wir die Drehwinkel  $\delta_3C'$  und  $\delta_1$  wirken:

$$\delta_3C' = P a \frac{a^2}{2}, \quad \delta_1 = P h a \quad \dots (2)$$

Die Lage des Antipols  $D'C$  in der wag- oder lotrechten Richtung ermittelt man durch statische Momente der elastischen Gewichte II. Ordnung  $\delta$ :

$$\left. \begin{aligned} \delta_3C' a + (\delta_3C' + \delta_1) x &= 0 \\ \delta_1 \overline{S_1C_1} + (\delta_3C' + \delta_1) y &= 0 \end{aligned} \right\} \dots (a)$$

Die Entfernung  $h_0$  kann man aus der Gleichung ableiten:

$$2 g_1 \frac{h}{2} = h_0 (2 g_1 + g_3); h_0 = h \frac{g_1}{2 g_1 + g_3} = h \frac{h}{2 h + a l} \quad (b)$$

Aus der Gleichung a) geht hervor:

$$y = h \frac{\delta_1}{2 (\delta_1 + \delta_3C')} = h \frac{h}{2 h + a a} \quad \dots (c)$$

Der Punkt  $D_1^0$  ergibt sich als Schnittpunkt der Verbindungslinie  $\overline{D_3C'S_1}$  mit der X-Achse. Die Lage des gesuchten Antipols  $D'C$  in der wagrechten Richtung ist dann durch den Schnittpunkt  $\overline{D'C}$  der Linien  $C_1\overline{D_1^0}$  und  $S_1\overline{D_3C'}$  ( $\overline{C_1D_3C'} = \frac{1}{3}$ ) gegeben, wie weiter unten rechnerisch bewiesen wird.  $DC'$  erhält man endlich durch wagrechte Projektion des Punktes  $\overline{D_1^0}$  auf die Verbindungslinie  $\overline{D_3C'S_1}$ .

Der Abschnitt  $m$  läßt sich nämlich unter Benutzung der Bezeichnungen in Fig. 2 und der Gleichungen b) und c) ausdrücken:

$$\left. \begin{aligned} m = \frac{y - h_0}{h_0} \cdot \frac{a}{3} = \frac{\alpha a}{2 h + a a} \cdot \frac{1 - a}{3} \\ \text{(aus dem Trapez } C_1D_3'D'C\overline{D'C}) \end{aligned} \right\} \dots (d)$$

$$m = \left( \frac{\frac{h}{2} - y}{\frac{h}{2}} \right) \frac{1 - a}{3} = \frac{\alpha a}{2 h + a a} \cdot \frac{1 - a}{3} \quad (e)$$

(aus dem Trapez  $D_3C'D_3'D'C\overline{D'C}$ )

In analoger Weise bestimmt man zeichnerisch den Antipol  $DC''$ . Die Richtungslinien der Reaktionen  $R_1$  und  $R_2$  sind Antipolare der Punkte  $DC''$  und  $DC'$  hinsichtlich der Z. E. des Rahmens, wie es in der Fig. 2 durchgeführt ist. Die Wirkungslinien der Kräfte  $P_1$ ,  $R_1$  und  $R_2$  haben einen gemeinsamen Schnittpunkt  $C_0$ , dessen Antipolare hinsichtlich der Z. E. ( $EC$ ) die Verbindungslinie  $\overline{D'C'D''C}$  ist, auf der, und zwar im Schnittpunkt mit der X-Achse, auch der Antipol  $DC$  der Wirkungslinie von  $P$  liegen muß. Die Wirkungslinien von  $R_1$  und  $R_2$  schneiden auf den Achsen  $A_1C_1$  und  $A_2C_2$  die Momentennullpunkte (Wendepunkte)  $D_1C$  und  $D_2C$  ab, deren Verbindungslinie durch den Punkt  $D$  auf der Y-Achse geht, denn ihre Antipolaren schneiden sich im Punkte  $E$  auf der Achse  $C_1C_2$ . Es läßt sich nachweisen, daß die Abszisse dieses

Punktes  $E$ :  $e = \frac{x_0}{3}$  ist, wo  $x_0$  die Abszisse des Angriffspunktes  $C$  bedeutet. Auf diese und ähnliche Beziehungen wollen wir hier nicht näher eingehen. Die Größe der Auflagerkräfte ist bekannt, sobald wir ihre Richtungslinien kennen. Zur Kontrolle kann man hier die Beziehungen anwenden:

$$[\delta_2]P = -[\delta]R_1, \quad [\delta_1]P = -[\delta]R_2.$$

Im vorliegenden Fall ist:

$$[\delta_1]P = P \left( a \frac{a^2}{2} + h a \right) = P \frac{a}{2} (a a + 2 h)$$

$$[\delta]R_1 = R_1 (2 h + a l) r_1,$$

wo  $r_1$  den Hebelarm der Kraft in Bezug auf den Mittelpunkt  $S$  bedeutet.

Dann ist

$$R_1 = P \frac{2 h + a a}{2 h + a l} \cdot \frac{a}{2 r_1} = P \frac{h_0}{y} \cdot \frac{a}{2 r_1} \quad \dots (3a)$$

Analog ist:

$$R_2 = P \frac{h_0}{y'} \cdot \frac{b}{2 r_2} \quad \dots (3b)$$

Die Wendepunkte auf der Balkenachse  $C_1C_2$  bestimmen wir als Antipole der Verbindungslinien des Punktes D mit den Antipolen  $DC'$  und  $DC''$  (in Fig. ist diese Bestimmung nicht durchgeführt, kann aber leicht ergänzt werden).

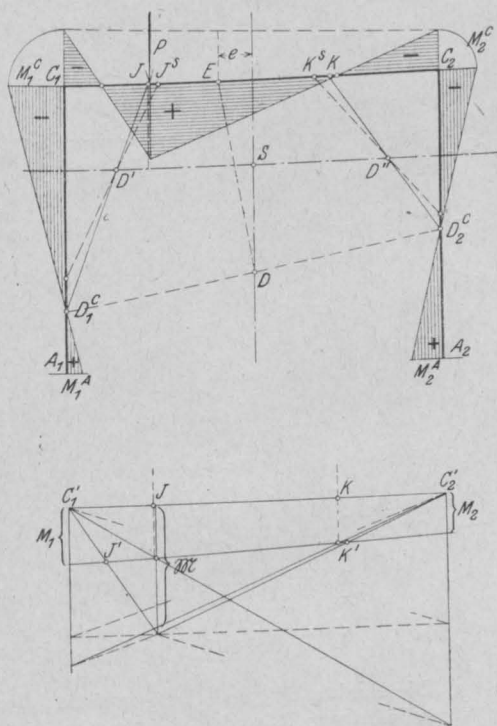


Fig. 3a.

Die Momentenfiguren lassen sich in bekannter Weise zeichnen (s. Fig. 3a und 3b).

#### 4. Belastung durch Einzellast außerhalb des Rahmens (Fig. 4 a).

Der Kragträger  $CC_1$  von der Länge (Spannweite)  $a$  gehört nicht zum geschlossenen Stabzug und beeinflusst daher nicht seine E. E. (Zentral-ellipse des Rahmens). Für alle Lasten von der Ecke  $C_1$  ausgehend, gilt daher ein gemeinsamer Antipol  $D_1C'$ , welcher mit dem Mittelpunkt  $S_1$  identisch ist, was gleichbedeutend ist, daß die Wirkungslinie von  $R_0$  für alle diese Lasten die gleiche ist. Den Antipol  $DC''$  ermittelt man in bekannter Weise: Der Antipol der Wirkungslinie von  $P$  hinsichtlich  $E_3$  ( $D_3''$ ) verbindet man mit  $S_2$ , ferner ihren Schnittpunkt mit der X-Achse mit der Ecke  $C_2$ .  $C_2D''$  schneidet auf der Verbindungslinie  $D_3''S_2$  einen Punkt ab, dessen horizontale Projektion auf die Verbindungslinie  $D_3''S_2$  den gesuchten Antipol  $DC''$  angibt. Der Punkt E ist ebenfalls für jede Lage der Last P ein Fix-

punkt und, da  $e = \frac{x_0}{3} = \frac{1}{2} : 3 = \frac{1}{6}$ , fällt er mit dem Drittpunkt  $D_3'$  zusammen.

Da, wie schon früher dargelegt wurde, die Verbindungslinie der Wendepunkte in den Stiel-

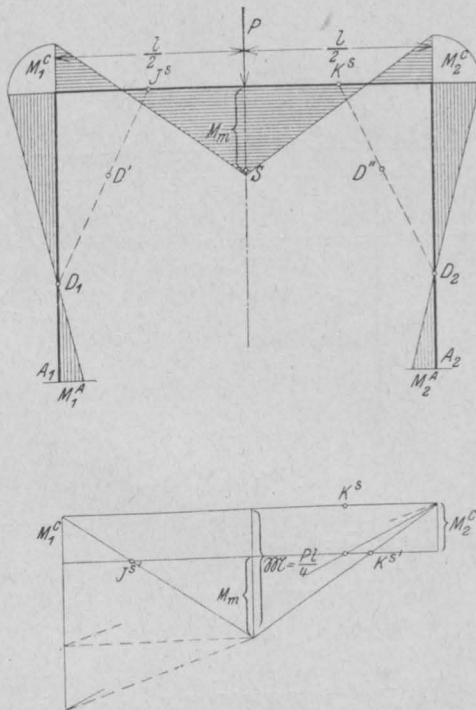


Fig. 3b.

achsen die Antipolare zum Punkt E hinsichtlich  $E_0$  ist, so muß auch diese eine fixe Gerade sein. Die Antipolaren der Mittelpunkte  $S_1$  und  $S_2$  hinsichtlich  $E_0$  sind die Verbindungslinien  $S_2D_3''$  und  $S_1D_3'$ .  $D_1C'$  liegt auf der Achse  $A_1C_1$  und der Geraden  $S_1D_3'$ ; der Wendepunkt  $D_2E$  muß demnach mit dem Mittelpunkt  $S_2$  zusammenfallen. Der Wendepunkt K ist ebenfalls ein Fixpunkt und ist mit  $D_3''$  ( $D_3''C_2 = \frac{1}{3}$ ) identisch. Daß alle Wende-

punkte des Rahmens unter Einwirkung der Last P außerhalb desselben fix sein müssen, geht daraus hervor, daß die Wirkung der Lasten P auf den Rahmen sich als ein in der Ecke  $C_1$  angreifendes Moment verschiedener Größe äußert. Das Biegemoment des Kragträgers  $M = Pa$  wird auf den Stiel  $A_1C_1$  mit dem Werte  $M_1C'$  und auf den Streckbalken mit  $M_1C$  übertragen. Eine Bedingung für diese Größen lautet:

$$M = M_1C' + M_1C \quad \dots \dots \dots (4)$$

$M_1C'$  ist auf Grund der Fig. 4 a:

$$M_1C' = R_1 \cdot r_1 \quad \dots \dots \dots (5)$$

Die Momente  $M_1C$  und  $M_1C'$  bestimmt man graphisch in bekannter Weise mit Hilfe der Festpunkte J und K.

Rechnerische Kontrolle ergibt sich folgendermaßen. Bezeichnet man die lotrechte Komponente

5. Gleichmäßig verteilte Belastung (Fig. [δ<sub>2</sub>]<sup>p</sup> setzt sich wiederum aus dem Formänderungswinkel (Drehwinkel) δ<sub>2</sub><sup>p'</sup> des Streckbalkens  $C_1C_2$ , der in  $\frac{1}{4}$  von  $C_2$  wirkt, und aus δ<sub>2</sub><sup>p''</sup> des

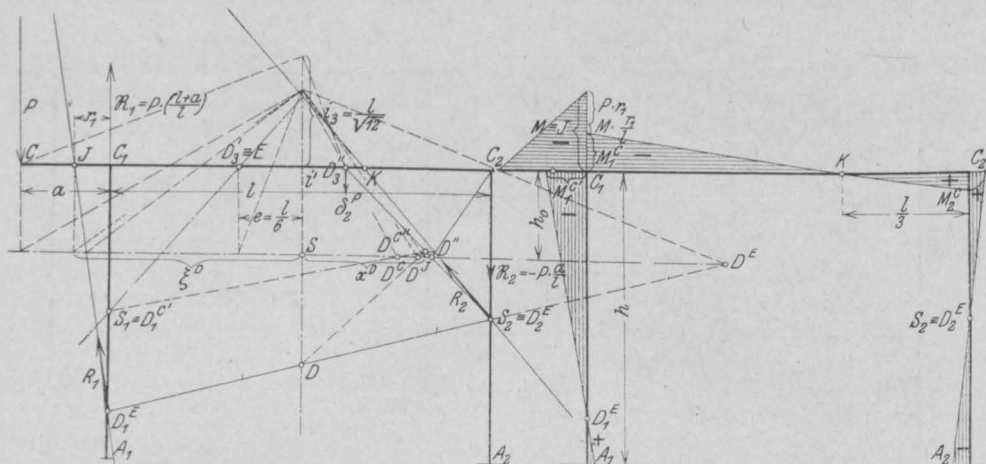


Fig. 4 a.

Fig. 4 b.

der in K angreifenden Reaktion  $R_2$  mit  $V_2$ , ferner den Abstand  $KC_2 = k$ , so ist

$$V_2 = \frac{Pa \cdot g_1 (1-k)}{\sum g \cdot i'^2} \quad (6)$$

und

$$M_1C = V_2(1-k) = \frac{Pa \cdot h (1-k)^2}{\sum g \cdot i'^2} \quad (7)$$

Nach Fig. 1 ist

$$i'^2 \cdot \overline{S_1S} \cdot \overline{SD''} = \frac{1}{2} \left( \frac{1}{2} - \frac{1}{3} \cdot \frac{h-h_0}{h} \right) = \frac{l^2}{12} \cdot \frac{h+4h_0}{h}$$

$$= \frac{l^2}{12} \left( 1 + \frac{4h}{2h+\alpha l} \right) \quad (8)$$

Die Abszisse des Wendepunktes  $K \dots x^K$  ergibt sich aus der antipolaren Beziehung  $x^K = \frac{i'^2}{\xi^K}$ , wenn  $\xi^K$  den Abschnitt der Verbindungslinie  $\overline{S_1D}$  auf der X-Achse bezeichnet.

$$\xi^K = \frac{1}{2} \cdot \frac{\frac{2}{3}h - h_0}{\frac{h}{2} - h_0} \quad (9)$$

Ähnlich ist

$$\overline{JC_1} = \xi^D - \frac{l}{2}, \quad \xi^D = \frac{i'^2}{x^D},$$

$$x^D = \frac{1}{2} - \frac{\delta_2^p}{[\delta_2]_p} \left( \frac{1}{2} - \frac{i_3^2}{a + \frac{1}{2}} \right)$$

$$= \frac{1}{2} - \frac{1}{1 + \frac{2(a+l)h}{\alpha l(1+2a)}} \cdot \frac{1(3a+2l)}{6(2a+l)} \quad (10)$$

Stieles  $A_2C_2$ , dessen Angriffspunkt mit  $S_2$  zusammenfällt.

$$\delta_2^{p'} = \frac{1}{3} \cdot \frac{pl^2}{2} \cdot \alpha l = \frac{1}{6} \alpha pl^3 \quad (11)$$

$$\delta_2^{p''} = pl \cdot \frac{1}{2} \cdot h = \frac{1}{2} pl^2 h \quad (12)$$

Die Punkte  $D^{c'}$  und  $D^{c''}$ , welche die Wirkungslinien von  $R_2$  und  $R_1$  bestimmen, liegen auf der Verbindungslinie der Viertelpunkte  $D_3'$  und

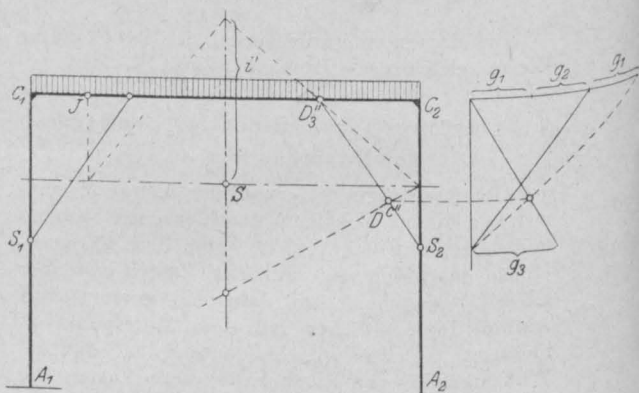


Fig. 5.

$D_3''$  mit den Mittelpunkten  $S_1$  und  $S_2$ . Das Teilverhältnis der Drehwinkel  $\delta_2^{p'} = \delta_1^p = \delta^p$  und  $\delta_2^{p''} = \delta_1^p = \delta^{p''}$  ist

$$\frac{\delta^p}{\delta^{p''}} = \frac{\alpha l}{3h}.$$

Trägt man auf die Wagrechte in  $C_2$  und  $S_2$  die



Strecken  $h$  und  $\frac{a}{3}$  auf, so erhält man im Schnittpunkt der Diagonalen durch gegenüberliegende Endpunkte dieser Strecken die wagrechte Lage der Punkte  $D^{c'}$  und  $D^{c''}$ , zu denen die Wirkungs-

linien von  $R_2$  und  $R_1$  antipolar hinsichtlich  $E_0$  sind. Die Wendepunkte in den Stielen befinden sich in den unteren Drittelpunkten; im Streckbalken sind es die Antipole der Linien  $DD^{c'}$  und  $DD^{c''}$  hinsichtlich  $E_0$ , wenn man schon vom Zeichnen der Wirkungslinien von  $R_1$  und  $R_2$  absieht.

#### 6. Gleichmäßig verteilte Streckenlast (Fig. 6).

Im Falle, wenn die Streckenlast bis zur Rahmenecke  $C_1$  oder  $C_2$  reicht, wie es in der Fig. 6 der Fall ist, geht man in gleicher Weise vor, wie bei voller Belastung. Man bestimmt in bekannter Weise den Punkt  $D^{c'}$ , zu dem  $R_2$  antipolar hinsichtlich  $E_0$  ist. Zur raschen Lösung braucht man noch die Ermittlung der Größe von  $R_2$ , was am einfachsten durch die Beziehung  $[\delta_1]^P = -[\delta] R_2$  erfolgt.

$$[\delta_1]^P = \frac{1}{6} \cdot p \alpha a^3, [\delta] R_2 = R_2 (2h + \alpha l) r_2,$$

wo  $r_2$  der Hebelarm von  $R_2$  in Bezug auf  $S$  ist.

$$R_2 = \frac{p \alpha a^3}{6 (2h + \alpha l) r_2} \dots \dots \dots (13)$$

Den Punkt  $D^{c''}$  findet man am raschesten als Schnittpunkt der Mittellkraft der Drehwinkel  $\delta_1^P$  (in  $a$  von  $C''$  angreifend),  $\delta_2 P_a$  und  $\delta_2 P_a''$ .

$$\delta_1^P = \frac{1}{6} \alpha p a^3,$$

$$\delta_2 P_a = P_a \cdot \alpha b \cdot \frac{a+b}{2},$$

(im Antipol von  $P_a$  hinsichtlich der E. E. des Balkens  $C'' C_2$  wirkend),

$$\delta_2 P_a = P_a \cdot \left( \frac{a}{2} + b \right) \cdot h,$$

wo  $P_a = a p$  ist.

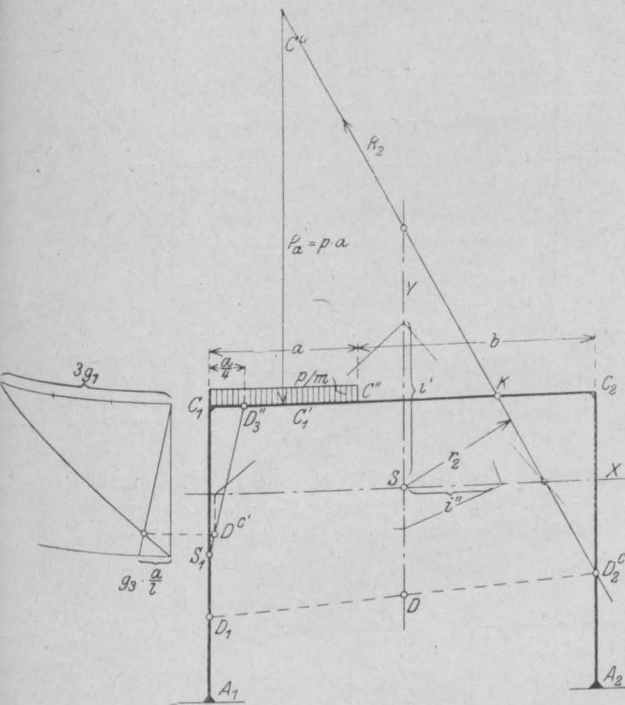


Fig. 6.

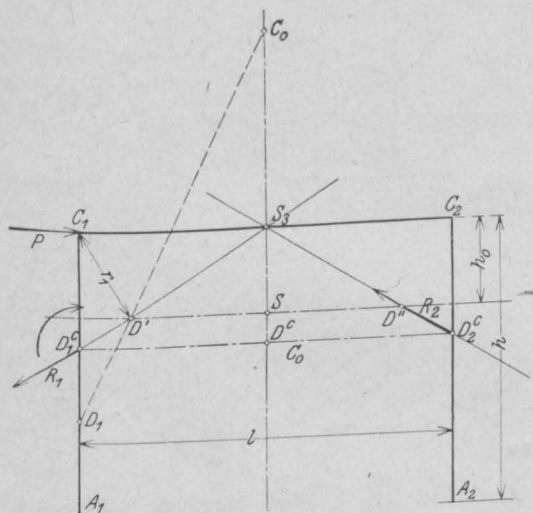


Fig. 7a.

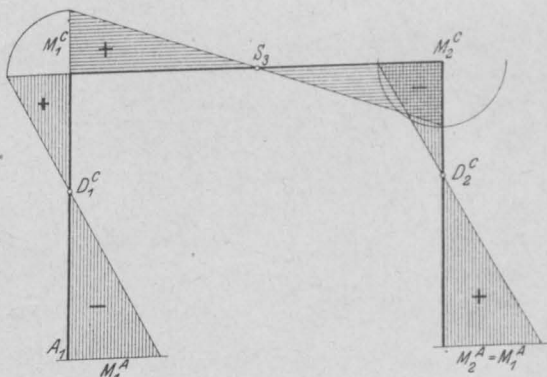


Fig. 7b.



Antipol von P hinsichtlich der E. E. des symmetrischen Rahmens  $C'C_1C_2C''$ , jener des Drehwinkels  $\delta_3''$  der Antipol des Stielteiles  $C''A_2$ , der im unteren Drittel von  $A_2C''$  liegt.

$D_3C''$  findet man durch eine einfache Konstruktion, die aus der Fig. 8 rechts ersichtlich ist. Deutlicher ist sie in der Fig. 9 dargestellt, wo der Angriffspunkt der Kraft P am unteren Teil des Stieles sich befindet.

### 9. Gleichmäßig verteilte wagrechte Belastung (Fig. 10).

Die Lösung dieses Falles erfolgt in ähnlicher Weise wie bei der gleichmäßig verteilten lot-

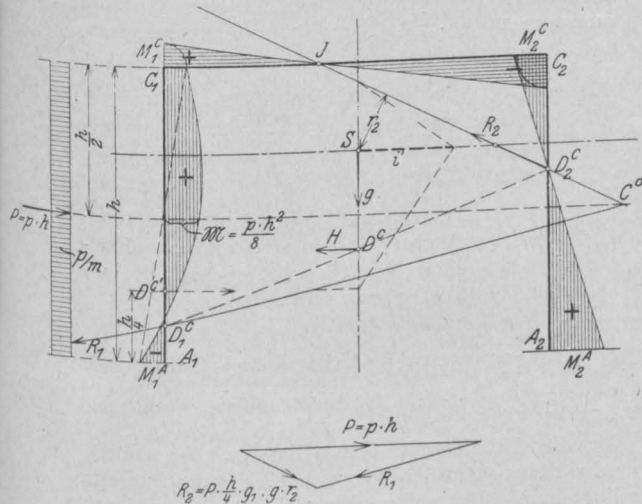


Fig. 10.

rechten Belastung.  $D^c$  befindet sich um  $\frac{h}{4}$  von  $A_1$ . Die W. L. v.  $R_2$  ist wiederum antipolar zum P.  $D^c$  hinsichtlich  $E_0$ .  $R_1$  geht durch den

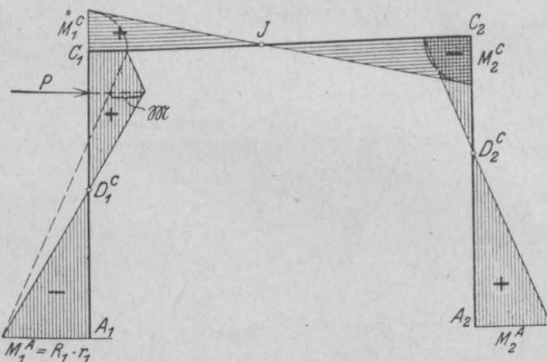


Fig. 8b.

Schnittpunkt  $C^0$  von P und  $R_2$ , wenn wir mit P die Resultierende  $P = ph$  bezeichnen. Die Richtung und Größe von  $R_1$  ist wieder aus dem Kräfte-

dreieck bestimmbar, sobald auch die Größe von  $R_2$  bekannt ist, die man aus der Gl. errechnet:

$$[\delta_1]^P = \delta_1^P = -[\delta]_{R_2}$$

Man kann aber auch folgendermaßen vorgehen:

Denkt man sich den Rahmen im Auflagerquerschnitt  $A_1$  freischwebend, so verdreht er sich infolge der Belastung um

$$\delta_A = \frac{1}{6} p h^3 + \alpha l \frac{p h^2}{2} + 0 = \frac{p h^2}{6} (h + 3 \alpha l) \quad (15)$$

Das Moment, welches diese Verdrehung wieder rückgängig machen kann, ist:

$$M = -\frac{\delta_A}{\Sigma g}$$

Setzt man in diese Gl. für  $\delta_A$  den Wert aus der Gl. 15) und für  $\Sigma g = 2g_1 + g_3 = 2h + \alpha l$  ein, so ist:

$$M = \frac{p h^2}{6} \cdot \frac{h + 3 \alpha l}{2h + \alpha l}$$

Die Verschiebung in der X-Achse:

$$\begin{aligned} \Delta_H &= \frac{1}{6} \cdot p h^3 \left( h_0 - \frac{h}{4} \right) + \alpha l \cdot \frac{p h^2}{2} h_0 + p h \cdot \frac{h^2}{12} \cdot h \\ &= \frac{1}{24} \cdot \frac{p h^4}{2h + \alpha l} (2h + 11 \alpha l) + \frac{p l^4}{12} \quad (17) \end{aligned}$$

Die wagrechte Kraft, welche diese Verrückung wieder rückgängig macht, ist:

$$H = \frac{\Delta_H}{\Sigma g i'^2}, \quad (18)$$

die Entfernung:

$$\overline{SD^c} = \frac{M}{H} = \frac{\delta_A}{\Delta_H} \cdot i'^2 \quad (19)$$

und

$$i'^2 = \overline{S_3 S} \overline{SD} = h_0 \left( \frac{2}{3} h - h_0 = \frac{3h + 2\alpha l}{3(2h + \alpha l)} h^3 \right) \quad (20)$$

Die Verbindungslinie  $\overline{D_1^c D^c}$  schneidet auf der

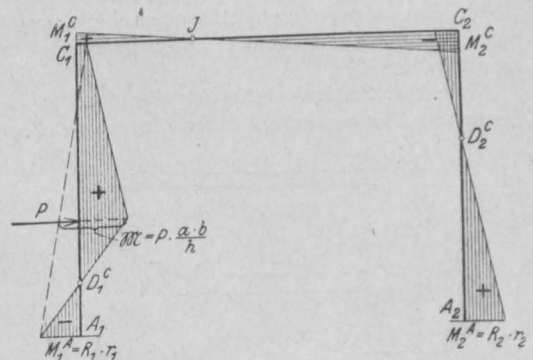


Fig. 9b.

Achse  $A_1C_1$  den Wendepunkt  $D_1^c$  ab; die Wirkungslinie der Reaktion  $R_1$  ist dann durch  $D_1^c$  und  $C^0$  gegeben.

## 10. Einfluß des Temperaturwechsels.

Allgemein wird eine gleichmäßige Temperaturänderung im ganzen Rahmen in Betracht gezogen. In diesem Fall übt nur der Streckbalken  $C_1 C_2$  einen Einfluß auf die Formänderung aus. Durch seine Verlängerung um  $\Delta l$  wird eine Horizontalkraft hervorgerufen, welche, da es sich um eine Verschiebung ohne Verdrehung handelt, im elastischen Schwerpunkt (dem Mittelpunkt der E. E.  $E_0$ ) wirkt. Ihre Wirkungslinie ist in diesem einfachen Falle, wo der Streckbalken wagrecht ist, ebenfalls wagrecht. Sonst ist sie zur Lotrechten gegen die Balkenachse konjugiert hinsichtlich  $E_0$ .

$$H_t = \frac{\Delta l}{\sum g i'^2} \cdot E J.$$

$\sum g = 2h + a l$ ,  $i'$  entnimmt man der Zeichnung oder errechnet aus der Gl. 20).

Berücksichtigt man den Temperaturwechsel bloß in einem der Stiele (z. B. des Stiels  $A_1 C$  mit der Verlängerung  $\Delta h$ ), so deformiert den Rahmen eine lotrechte in S angreifende Kraft

$$V_t = \frac{\Delta h}{\sum g i'^2} E J \dots \dots \dots (22)$$

Werden beide Rahmenteile  $C_1 C_2$  und  $A_1 C_1$  infolge eines Temperaturwechsels deformiert, so

ist die resultierende Reaktion, ebenfalls in S angreifend, aus  $R_t^2 = \sqrt{H_t^2 + V_t^2}$  zu bestimmen.

## 11. Rahmen mit veränderlichem Querschnitt.

Das hier beschriebene Verfahren findet auch bei Rahmen mit veränderlichem Querschnitt seine Anwendung. Die Haupthalbmesser der Stiele und des Streckbalkens werden aber nicht mehr aus der einfachen Beziehung  $i = \frac{1}{\sqrt{12}}$  zu bestimmen sein, sondern man muß sie rechnerisch oder graphisch aus den Trägheitsmomenten der elastischen Gewichte  $\Delta g$  in bezug auf die zu den Stäben normalen Achsen ermitteln. Den Mittelpunkt findet man aus  $\sum \Delta g y = 0$  (graphisch oder rechnerisch) und

$$i^2 = \frac{\sum \Delta g y \cdot \eta}{\sum \Delta g} = \frac{\int y^2 d g}{\int d g}.$$

Auch für Rahmen mit gebrochenem oder gebogenem Streckträger lassen sich einfache Konstruktionen ableiten, was jedoch Gegenstand einer späteren Veröffentlichung sein soll.

## DIMENSIONIERUNG EINSEITIG EINGESPANNTER TREPPENSTUFEN.

Von Ingenieur Carl Ritter, Klotzsche-Königswald.

Bei der Berechnung von eingespannten Treppentufen werden meistens Annahmen bezüglich der Druckbreite gemacht, welche nicht mit der Wirklichkeit übereinstimmen und vielfach zu günstige Resultate ergeben.

Im Folgenden sind daher aus dem allgemeinen Rechnungsgang vereinfachte Formeln abgeleitet, welche bei angenommenen Spannungen gestatten, sofort aus dem Biegemoment die nutzbare Höhe, den notwendigen Eisenquerschnitt, sowie das hierdurch entstehende Trägheitsmoment zu ermitteln.

Wie Fig. 1 zeigt, stellt sich die einseitig eingespannte Treppenstufe, in ihrer allgemeinen Form

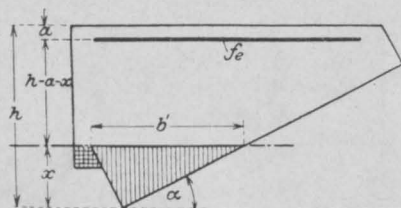


Fig. 1

für die Druckfläche vernachlässigt, da selbige sehr klein ist, außerdem in der Nähe der Nulllinie liegt und daher nur geringen Einfluß hat, vielfach sogar gar nicht vorhanden ist.

Aus dem statischen Moment der Flächenelemente für die Nulllinie erhalten wir alsdann:

$$\frac{b' x}{2} \cdot \frac{x}{3} = n f_e (h - a - x)$$

$$\frac{b' x^2}{6} + n f_e x = n f_e (h - a) \dots \dots \dots (1)$$

Die Breite  $b'$  läßt sich als eine durch die Steigung

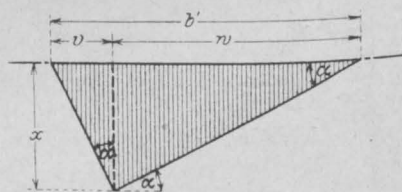


Fig. 2.

der Treppe gegebene Funktion von  $x$  ermitteln und zwar ist (Fig. 2)

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{v}{x}; \quad v = x \operatorname{tg} \alpha$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{x}{w}; \quad w = \frac{x}{\operatorname{tg} \alpha}$$

als ein Balken mit dreieckförmigem Druckgurt dar, welcher durch die Steigung der Treppe bestimmt ist. Die kleine doppelt schraffierte Fläche wird



somit

$$b' = v + w = x \operatorname{tg} \alpha + \frac{x}{\operatorname{tg} \alpha} = x \left( \operatorname{tg} \alpha + \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} \right) \\ = x \left( \frac{\sin \alpha}{\cos \alpha} + \frac{\cos \alpha}{\sin \alpha} \right) = x \left( \frac{\sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}{\sin \alpha \cdot \cos \alpha} \right)$$

$$\sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha = 1; \quad \sin \alpha \cos \alpha = \frac{1}{2} \sin 2 \alpha;$$

mithin wird

$$b' = \frac{2x}{\sin 2 \alpha} \dots \dots \dots (2)$$

also wird Gleichung (1)

$$\frac{2x}{\sin 2 \alpha} \cdot \frac{x}{6} + n f_e x = n f_e (h - a) \\ \frac{x^3}{3 \sin 2 \alpha} + n f_e x = n f_e (h - a) \\ x^3 + 3 n \sin 2 \alpha f_e x = 3 n \sin 2 \alpha f_e (h - a) \quad (3)$$

Aus dieser Gleichung läßt sich  $x$  bei angenommenem  $f_e$  und  $h - a$ , am besten durch Versuche, leicht ermitteln. Es ergibt sich alsdann das Trägheitsmoment bezogen auf die Nulllinie zu

$$J = \frac{b' x^3}{12} + n f_e (h - a - x)^2 \dots \dots (4)$$

und die Spannungen

$$\sigma_b = \frac{M}{J} x; \quad \sigma_e = n \frac{M}{J} (h - a - x)$$

Aus vorstehenden allgemeinen Gleichungen sind die nachstehenden Formeln abgeleitet, welche bei angenommenen Spannungen  $\sigma_b$  und  $\sigma_e$  eine leichte Ermittlung der notwendigen Abmessungen gestatten. Setzen wir

$$s = \frac{n \sigma_b}{n \sigma_b + \sigma_e},$$

so erhalten wir die allgemein bekannte Formel

$$x = s(h - a)$$

Setzen wir nun die Werte für  $b'$  und  $x$  in Gleichung (1) ein, so wird

$$f_e = \frac{b' x^2}{6 n (h - a - x)} \\ = \frac{2 s (h - a) s^2 (h - a)^2}{6 n \sin 2 \alpha [(h - a) - s(h - a)]} \\ = \frac{s^3 (h - a)^2}{3 n \sin 2 \alpha (1 - s)}$$

$$\text{Setzen wir } t_1 = \frac{s^3}{3 n (1 - s)}, \quad \text{so}$$

wird

$$f_e = t_1 \cdot \frac{(h - a)^2}{\sin 2 \alpha}$$

und aus Gleichung (4):

$$J = \frac{b' x^3}{12} + n f_e (h - a - x)^2 \\ = \frac{2 s (h - a) s^3 (h - a)^3}{12 \sin 2 \alpha} \\ + n \frac{s^3 (h - a)^2}{3 n \sin 2 \alpha (1 - s)} [(h - a) - s(h - a)]^2 \\ = \frac{s^4 (h - a)^4}{6 \sin 2 \alpha} + \frac{s^3 (h - a)^4 (1 - s)}{3 \sin 2 \alpha} \\ = \frac{s^3 (h - a)^4}{6 \sin 2 \alpha} (s + 2 - 2s) = \frac{s^3 (h - a)^4}{6 \sin 2 \alpha} (2 - s)$$

Setzen wir weiter  $u_1 = \frac{s^3 (2 - s)}{6}$ , so wird

$$J = u_1 \cdot \frac{(h - a)^4}{\sin 2 \alpha}$$

Da nun

$$\sigma_b = \frac{M}{J} x = \frac{6 M \sin 2 \alpha}{s^3 (h - a)^4 (2 - s)} s (h - a) \\ = \frac{6 M \sin 2 \alpha}{s^2 \cdot (h - a)^3 (2 - s)}$$

ist, wird

$$(h - a)^3 = \frac{6 M \sin 2 \alpha}{s^2 (2 - s) \sigma_b}$$

Wir setzen noch

$$r_1 = \sqrt[3]{\frac{6}{s^2 (2 - s) \sigma_b}}$$

dann wird

$$h - a = r_1 \sqrt[3]{M \sin 2 \alpha}.$$

Nachstehend sind für verschiedene Beton- und Eisenspannungen die Werte von  $s$ ,  $r_1$ ,  $t_1$  und  $u_1$  errechnet und zusammengestellt.

Zusammenstellung I.

Werte in kg/qcm von	$x = s(h - a)$ Werte von $s$	$h - a =$ $\frac{3}{r_1} \sqrt[3]{M \sin 2 \alpha}$ Werte von $r_1$		$f_e =$ $\frac{t_1 (h - a)^2}{\sin 2 \alpha}$ Werte von $t_1$		$J = u_1 \frac{(h - a)^4}{\sin 2 \alpha}$ Werte von $u_1$
		$\sigma_e$	$\sigma_b$			
1200	40	0,333	0,932	0,001 234	0,010 29	
	35	0,304	1,029	0,000 9	0,007 97	
	30	0,273	1,159	0,000 62	0,005 84	
1000	40	0,375	0,869	0,001 875	0,014 28	
	35	0,344	0,956	0,001 38	0,011 26	
	30	0,310	1,096	0,000 963	0,008 42	
900	40	0,400	0,837	0,002 37	0,017 07	
	35	0,368	0,918	0,001 76	0,013 6	
	30	0,333	1,026	0,001 234	0,010 29	



$$= \frac{125}{768} b' x^3 - \left( \frac{1}{11520} b' x^3 + \frac{169}{5760} b' x^3 \right) + n f_e (h-a-x)^2$$

$$J = \frac{2}{15} b' x^3 + n f_e (h-a-x)^2 \quad (8)$$

Aus diesen allgemeinen Gleichungen werden wieder nachstehende vereinfachte Formeln abgeleitet. Es bleibt wie vor

$$x = s(h-a)$$

dann wird Gleichung (5)

$$f_e = \frac{7 b' x^2}{30 n (h-a-x)} = \frac{7 \cdot 5 \cdot s^3 (h-a)^3}{30 n 2 \sin 2\alpha (h-a) (1-s)}$$

$$= \frac{7}{12} \cdot \frac{s^3 (h-a)^2}{n \sin 2\alpha (1-s)}; t_2 = \frac{7 s^3}{12 n (1-s)}$$

$$f_e = t_2 \cdot \frac{(h-a)^2}{\sin 2\alpha}$$

und Gleichung (8):

$$J = \frac{2}{15} b' x^2 + n f_e (h-a-x)^2$$

$$= \frac{2}{15} \cdot \frac{5 s (h-a)}{2 \sin 2\alpha} s^3 (h-a)^3 + n \cdot \frac{7}{12} \cdot \frac{s^3 (h-a)^3}{n \sin 2\alpha (1-s)} (h-a)^2 \cdot (1-s)^2$$

$$= \frac{1}{3} \cdot \frac{s^4 (h-a)^4}{\sin 2\alpha} + \frac{7}{12} \cdot \frac{s^3 (h-a)^4 (1-s)}{\sin 2\alpha}$$

$$= \frac{s^3 (h-a)^4}{12 \sin 2\alpha} (4s + 7 + 7s)$$

$$= \frac{s^3 (h-a)^4}{12 \sin 2\alpha} (7-3s); u_2 = \frac{s^3 (7-3s)}{12}$$

$$J = u_2 \cdot \frac{(h-a)^4}{\sin 2\alpha}$$

#### Zusammenstellung II.

Werte in kg/qcm von		x = s(h-a) Werte von s	h-a = $\frac{3}{r_2 \sqrt{M \sin 2\alpha}}$ Werte von r <sub>2</sub>	f <sub>e</sub> = $t_2 \frac{(h-a)^2}{\sin 2\alpha}$ Werte von t <sub>2</sub>	J = u <sub>2</sub> $\frac{(h-a)^4}{\sin 2\alpha}$ Werte von u <sub>2</sub>
σ <sub>e</sub>	σ <sub>b</sub>				
1200	40	0,333	0,766	0,002 160	0,018 52
	35	0,304	0,847	0,001 576	0,014 30
	30	0,273	0,955	0,001 085	0,010 45
1000	40	0,375	0,708	0,003 281	0,025 82
	35	0,344	0,786	0,002 420	0,020 29
	30	0,310	0,881	0,001 685	0,015 12
900	40	0,400	0,686	0,004 148	0,030 93
	35	0,368	0,754	0,003 079	0,024 56
	30	0,333	0,843	0,002 160	0,018 52

Ferner ist wieder

$$\sigma_b = \frac{M}{J} \cdot x = \frac{12 M \sin 2\alpha \cdot s (h-a)}{s^3 (h-a)^4 (7-3s)}$$

$$(h-a)^3 = \frac{12 M \sin 2\alpha}{s^2 (7-3s) \sigma_b}; r_2 = \sqrt[3]{\frac{12}{s^2 (7-3s) \sigma_b}}$$

$$h-a = r_2 \sqrt[3]{M \sin 2\alpha}$$

Das vorstehende Beispiel I soll hier nun unter dem neuen Gesichtspunkte gleichfalls durchgerechnet werden.

Beispiel II. Belastung pro lfdm wie Beispiel I = 300 kg/m.

$$M = 15\,000 \text{ cmkg},$$

$$\sin 2\alpha = 0,80.$$

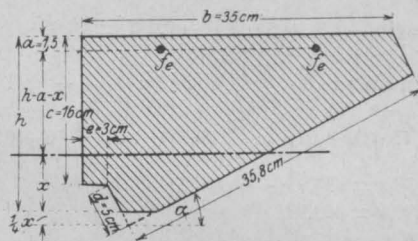


Fig. 5.

Für  $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$  und  $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$  erhalten wir

$$h-a = 0,708 \cdot \sqrt[3]{M \sin \alpha} = 0,708 \cdot 22,89 = 16,21 \text{ cm},$$

also

$$h + \frac{1}{4} x = 1,5 + 16,21 + \frac{1}{4} \cdot 0,375 \cdot 16,21 = 19,23 \text{ cm}$$

und hieraus

$$d = \frac{(19,23 - 16,0) 35,8}{32} = 3,62 \text{ cm}$$

sowie

$$f_e = 0,003\,281 \frac{(h-a)^2}{\sin 2\alpha}$$

$$= 0,003\,281 \frac{16,21^2}{0,80} = 1,08 \text{ qcm}.$$

Wie wir sehen, wird in diesem Falle die Höhe geringer, dafür aber der notwendige Eisenquerschnitt größer.

Es sollen nun noch für nebenstehenden Querschnitt (Fig. 5) die Spannungen nachgewiesen werden, unter der Annahme, daß von der unteren

Spitze der Stufe eine Ecke von  $\frac{1}{4}$  x Höhe weggeplatzt ist. Im übrigen bleiben die beim Vorstehenden gemachten Voraussetzungen.

Belastung pro lfdm:

$$\text{Eigenlast } \frac{0,35 + 0,03}{2} \cdot 0,16 \cdot 2400 = 73 \text{ kg/m}$$

$$0,05 \cdot 0,358 \cdot 2400 \dots = 43 \text{ "}$$

$$\text{Nutzlast } 0,32 \cdot 500 \dots = 160 \text{ "}$$

$$\text{Putz und Belag} \dots = 14 \text{ "}$$

$$\text{Gesamtlast} = 290 \text{ kg/m}$$

$$M = \frac{290 \cdot 1,0^2}{2} 100 = 14\,500 \text{ cmkg,}$$

wie vor  $\sin 2\alpha = 0,80$  und

$$f_e = 2 \varnothing 8 \text{ mm} = 1,01 \text{ qcm}$$

$$h - a = (16 - 1,5) + 5 \cdot \frac{32}{35,8} - 0,25x = 18,96 - 0,25x$$

$$x^3 + \frac{12}{7} n \sin 2\alpha \cdot f_e x = \frac{12}{7} n \sin 2\alpha \cdot f_e (h - a) \dots (7)$$

$$x^3 + \frac{12}{7} 15 \cdot 0,8 \cdot 1,01 x = \frac{12}{7} 15 \cdot 0,80 \cdot 1,01 (18,96 - 0,25x)$$

$$x^3 + 20,78x = 393,93 - 5,19x$$

$$x^3 + 25,97x = 393,93$$

$$x = 6,16 \text{ cm}$$

$$h - a = 18,96 - 0,25 \cdot 6,16 = 17,42 \text{ cm}$$

$$b' = \frac{5x}{2 \sin 2\alpha} \dots (6)$$

$$b' = \frac{5 \cdot 6,16}{2 \cdot 0,80} = 19,25 \text{ cm}$$

$$J = \frac{2}{15} b' x^3 + n f_e \cdot (h - a - x)^2 \dots (8)$$

$$= \frac{2}{15} \cdot 19,25 \cdot 6,16^3 + 15 \cdot 1,01 (17,42 - 6,16)^2$$

$$= 600 + 1921$$

$$J = 2521 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{14\,500}{2521} 6,16 = \text{rd } 35,5 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_e = 15 \frac{14\,500}{2521} (17,42 - 6,16) = \text{rd } 975 \text{ kg/qcm}$$

Eine abgesprungene Ecke, in diesem Falle  $= \frac{1}{4} x = \frac{6,11}{4} = 1,54 \text{ cm}$ , beeinflusst die Spannungen bis zu einem gewissen Grade günstig.

Da bei größeren freien Längen sich sehr schwere Stufen ergeben, ist es zweckmäßig, in diesen Fällen in die untere Spitze der Stufen Druckeisen einzulegen und hierdurch die statische Höhe zu verkleinern. Für den Fall

$$f_{ed} = \frac{f_{ez}}{2} \text{ und } ad = \frac{1}{3} x$$

(letzte Annahme kommt der Wirklichkeit ziemlich nahe) sind nachstehende Gleichungen abgeleitet.

Für Fig. 6 ist allgemein

$$\frac{b'x}{2} \cdot \frac{x}{3} + n f_{ed} \cdot (x - ad) = n f_{ez} (h - a - x)$$

$$\frac{b'x^2}{6} + n (f_{ez} + f_{ed}) x = n f_{ez} \cdot (h - a) + n f_{ed} \cdot ad \quad (9)$$

Wie bei der ersten Ableitung bleibt auch hier

$$b' = \frac{2x}{\sin 2\alpha} \dots (2)$$

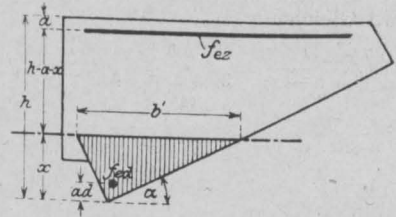


Fig. 6.

somit wird Gleichung (9):

$$\frac{x^3}{3 \sin 2\alpha} + n (f_{ez} + f_{ed}) x = n f_{ez} (h - a) + n f_{ed} \cdot ad$$

$$x^3 + 3 n \sin 2\alpha (f_{ez} + f_{ed}) x = 3 n \sin 2\alpha [f_{ez} (h - a) + f_{ed} ad] \dots (10)$$

Ferner wird

$$J = \frac{b'x^3}{12} + n f_{ed} (x - ad)^2 + n f_{ez} (h - a - x)^2 \dots (11)$$

und endlich die Spannungen

$$\sigma_b = \frac{M}{J} x; \quad \sigma_{ez} = n \frac{M}{J} (h - a - x);$$

$$\sigma_{ed} = n \frac{M}{J} (x - ad).$$

Es gilt auch hier wiederum

$$x = s (h - a),$$

dieses eingesetzt in Gleichung (9), sowie  $f_{ed} = \frac{f_{ez}}{2}$

und  $ad = \frac{x}{3}$  ergibt

$$\frac{2s^3(h-a)^3}{6 \sin 2\alpha} + n \left( f_{ez} + \frac{f_{ez}}{2} \right) s (h - a)$$

$$= n f_{ez} (h - a) + n \frac{f_{ez}}{2} \cdot \frac{s}{3} (h - a)$$

$$\frac{s^3(h-a)^3}{3 \sin 2\alpha} = n f_{ez} \left[ (h-a) + \frac{s}{6} (h-a) - \frac{3}{2} s (h-a) \right]$$

$$f_{ez} = \frac{s^3(h-a)^3}{3 n \sin 2\alpha (h-a) \left( 1 - \frac{4}{3} s \right)}$$

$$f_{ez} = \frac{s^3(h-a)^2}{n \sin 2\alpha (3 - 4s)}; \quad t_3 = \frac{s^3}{n(3 - 4s)}$$

$$f_{ez} = t_3 \frac{(h-a)^2}{\sin 2\alpha}$$



Aus Gleichung (11) erhalten wir ferner

$$\begin{aligned} J &= \frac{b' x^3}{12} + n f_{cd} (x - ad)^2 + n f_{ez} (h - a - x)^2 \quad (11) \\ &= \frac{2 s^4 (h - a)^4}{12 \sin^2 \alpha} + n \frac{f_{ez}}{2} \left( x^2 - \frac{2}{3} x^2 + \frac{x^2}{9} \right) \\ &\quad + n f_{ez} [(h - a)^2 - 2x(h - a) + x^2] \\ &= \frac{s^4 (h - a)^4}{6 \sin^2 \alpha} + \frac{s^3 (h - a)^4}{\sin^2 \alpha (3 - 4s)} \left( 1 - 2s + \frac{11}{9} s^2 \right) \\ J &= \frac{s^3 (h - a)^4}{6 \sin^2 \alpha (3 - 4s)} \left( 3s - 4s^2 + 6 - 12s + \frac{66}{9} s^2 \right) \\ &= \frac{s^3 (h - a)^4}{18 \sin^2 \alpha (3 - 4s)} (18 - 27s + 10s^2) \\ u_3 &= \frac{s^3 (18 - 27s + 10s^2)}{18 (3 - 4s)} \\ J &= u_3 \frac{(h - a)^4}{\sin^2 \alpha} \end{aligned}$$

und da

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{M}{J} x \text{ ist} \\ &= \frac{18 M \sin^2 \alpha (3 - 4s) s (h - a)}{s^3 (h - a)^4 (18 - 27s + 10s^2)} \\ (h - a)^3 &= \frac{18 M \sin^2 \alpha (3 - 4s)}{s^2 (18 - 27s + 10s^2) \sigma_b}; \\ r_3 &= \sqrt[3]{\frac{18}{s^2 (18 - 27s + 10s^2) \sigma_b}} \\ h - a &= r_3 \cdot \sqrt[3]{M \sin^2 \alpha} \end{aligned}$$

Beispiel III. Für eine einseitig eingespannte Treppe von 1,12 m Laufbreite, 16/32 cm Steigung

### Zusammenstellung III.

Werte in kg/qcm von $\sigma_e$   $\sigma_b$		$x = s(h - a)$ Werte von s	$h - a =$ $r_3 \sqrt[3]{M \sin^2 \alpha}$ Werte von $r_3$	$f_{ez} =$ $t_3 \frac{(h - a)^2}{\sin^2 \alpha}$ Werte von $t_3$	$J = u \frac{(h - a)^3}{\sin^2 \alpha}$ Werte von $u_3$
1200	40 35 30	0,333 0,304 0,273	0,874 0,974 1,106	0,001 481 0,001 054 0,000 708	0,012 48 0,009 41 0,006 72
1000	40 35 30	0,375 0,344 0,310	0,803 0,893 1,012	0,002 344 0,001 676 0,001 133	0,018 13 0,013 81 0,010 00
900	40 35 30	0,400 0,368 0,333	0,765 0,830 0,962	0,003 048 0,002 346 0,001 481	0,022 35 0,018 40 0,012 48

und 500 kg/qcm Nutzlast sind die Stufen zu dimensionieren, unter der Voraussetzung, daß die Stufen Druckeisen gleich dem halben Querschnitt der Zugeisen erhalten.

Fig. 7 zeigt die angenommene Stufe.

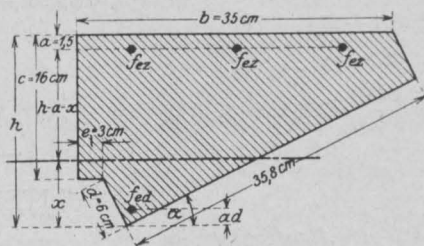


Fig. 7.

Belastung pro lfdm wie Beispiel I = 300 kg/m.

$$M = \frac{300 \cdot 1,12^2}{2} \cdot 100 = 18 816 \text{ cmkg}$$

$\sin^2 \alpha$  wie Beispiel I und II = 0,80,

mithin für  $\sigma_b = 40$  kg/qcm und  $\sigma_e = 1000$  kg/qcm.

$$h - a = 0,803 \sqrt[3]{18 816 \cdot 0,80} = 0,803 \cdot 24,69 = 19,83 \text{ cm}$$

$$h = 1,5 + 19,83 = 21,33 \text{ cm}$$

$$\text{also } d = \frac{(21,33 - 16,0) \cdot 35,8}{32} = \text{rd } 6 \text{ cm};$$

endlich wird

$$f_{ez} = 0,002 344 \frac{19,83^2}{0,80} = 1,15 \text{ qcm};$$

gewählt werden 3  $\varnothing 7$  mm = 1,16 qcm.

$$f_{ed} = \frac{f_{ez}}{2} = \frac{1,15}{2} = 0,58 \text{ qcm};$$

gewählt wird 1  $\varnothing 9$  mm = 0,64 qcm.

Als wirklich auftretende Spannungen für  $ad = 2$  cm erhalten wir

$h - a$  wie Beispiel I = 19,86 cm

$$\begin{aligned} x^3 + 3 n \sin^2 \alpha (f_{ez} + f_{ed}) x \\ + 3 n \sin^2 \alpha [f_{ez} (h - a) + f_{ed} ad] \dots (10) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x^3 + 3 \cdot 15 \cdot 0,80 (1,16 + 0,64) x \\ = 3 \cdot 15 \cdot 0,80 (1,16 \cdot 19,86 + 0,64 \cdot 2,0) \end{aligned}$$

$$x^3 + 64,80 x = 875,43$$

$$x = 7,36 \text{ cm}$$

$$b' = \frac{2 \cdot 7,36}{0,80} = 18,4 \text{ cm}$$

$$J = \frac{b' \cdot x^3}{12} + n \cdot f_{ed} \cdot (x - ad)^2 + n f_{ez} \cdot (h - a - x)^2 \dots (11)$$

$$= \frac{18,4 \cdot 7,36^3}{12} + 15 \cdot 0,64 (7,36 - 2,0)^2 + 15 \cdot 1,16 (19,86 - 7,36)^2$$

$$= 611 + 276 + 2719$$

$$J = 3606 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{18816}{3606} \cdot 7,36 = \text{rd } 37,5 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_{ez} = 15 \cdot \frac{18816}{3606} (19,86 - 7,36) = \text{rd } 960 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_{ed} = 15 \cdot \frac{18816}{3606} (7,36 - 2,0) = \text{rd } 410 \text{ kg/qcm}$$

Die Spannungen haben sich durch das in der Druckzone zu stark angeordnete Eisen etwas verringert.

Trotzdem also hier das Moment 25 % größer ist als in Beispiel I, so bleiben doch der Betonquerschnitt sowie die auftretenden Spannungen die gleichen.

## LITERATURSCHAU.

*Bearbeitet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden.*

### I. Der Baustoff.

Seine Herstellung, Bearbeitung und Eigenschaften. Baustoffuntersuchungen.

Beton mit porösem Gefüge für Wände mit Eiseneinlagen. Regbmstr. L. Kropf, Tapiau, Ostpr. macht in Beton u. Eisen 1919, Heft 11, Angaben über die Porositäts-Bauweise der Porositätsbeton-G. m. b. H., Berlin W. 35.

### II. Theorie.

Festigkeitslehre, Statik, Bemessungsverfahren.

Beitrag zur Berechnung biegesteifer Stockwerkrahmen. Von Dr. Stanislav Bechyně, Ziv.-Ing., Kgl. Weinberge bei Prag. Es wird der Einfluß einer beliebigen wagerechten Belastung auf einen gewöhnlichen Stockwerkrahmen untersucht. Die hier gebrachten Gleichungen seien viel einfacher und leichter verständlich als die bisher veröffentlichten. 4 Seiten in Beton u. Eisen 1919, Heft 12/13.

Die Berechnung der kontinuierlichen und eingespannten Träger mit konstantem Trägheitsmoment. Ing. Dr. Arthur Lederer nimmt in einer Zuschrift zu den in Heft 11 des Arm. Beton 1918 veröffentlichten Verfahrens von Halfdan Pederssen Stellung.

Die unmittelbare, vollständige Dimensionierung von Plattenbalken, bei welchen die Nulllinie in den Steg fällt, aus dem Moment und dem Plattenquerschnitt für gewünschte Grenzspannungen für Druck, Zug und Schub. Ing. Paul Grumblat, Kattowitz, teilt in der D. B.-Ztg. 1919, Mitt. f. Zem. u. Beton, Nr. 14, einige handliche Gleichungen mit, die auch die erforderliche Stegbreite und den Querschnitt der aufzubiegenden Eisen angeben.

### III. Versuche mit Beton und Eisenbeton.

Beton im Meere. Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. M. Gary gibt in der D. B.-Ztg. 1919, Mitt. f. Zem. u. Beton Nr. 14, den wesentlichen Inhalt seines auf der Hauptversammlung des Ver. d. Portl.-Zem.-Fabr. am 12. Juni 1919 erstatteten Berichtes über die Ergebnisse von Beobachtungen, die an 16 Jahre lang in das Nordseewasser eingelagerten Betonkörpern gemacht worden sind. Es sind ein kieselsäurereicher und ein tonerde-reicher Zement verwendet worden. Ersterer lieferte besser widerstehenden Beton. Bei reichlichem Kalkgehalte hat die Beimengung rheinischen Trasses die Dauerhaftigkeit sehr erhöht. Man tue gut, die Hälfte des Zements durch Traß zu ersetzen. Lange Lagerung der Betonkörper vor dem Einbau unter Wasser hat sich als sehr vorteilhaft erwiesen.

Betonuntersuchungen mit Beziehung auf Wassergehalt, Mischungszeit usw. Von Ing. J. W. de Vries. Besprechung der in Concrete, Bd. 13 Nr. 3,

veröffentlichten Ergebnisse der Versuchsreihen von Prof. Abrams. Für die Druckfestigkeit wird folgendes Gesetz aufgestellt:

$$S = \frac{A}{B^x}$$

S ist die Druckfestigkeit, A und B sind versuchsmäßig ermittelte Konstante, x ist das Verhältnis der Rauminhalte von Anmachwasser zu Zement. Die englische Quelle hält den Einwand, daß der Überschuß an Wasser durch die Schalungen entweiche, nicht für stichhaltig. De Vries weist demgegenüber auf die in Heft 39 des D. A. f. E. niedergelegten Versuchsergebnisse (absaugende Formen) hin, aus denen hervorgehe, daß bis zu 2 Drittel der Festigkeit wasserarmer Mischungen auch bei Verwendung flüssigen Betons erreicht werden könne, wenn die Formen genug Wasser entziehen. — Die Versuche über die Mischungszeit haben ergeben, daß die Steigerung der Mischungszeit auf das Doppelte der üblichen nur 10 % Festigkeitszunahme erbringt. Bei nassen Mischungen ist die längere Mischungsdauer begreiflicherweise weniger nützlich als bei trockneren. Gewapend Beton 1919, Maiheft.

### IV. Vorschriften und Leitsätze.

— — —

### V. Anwendungen und Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton- und Eisenbetonbauweise, Fertigerzeugnisse. Neue Anwendungen, Bauunfälle.

Oberflächen-Untersuchung einzelner Eisenbetonbauwerke. Verheij berichtet in Gewapend Beton 1919, Juniheft, über den Befund einiger Eisenbetonbauwerke, die unlängst, 5 bis 7 Jahre nach der Herstellung, untersucht worden sind: Ein Leuchtturm, ein Minenbehälter und ein Werkstattgebäude mit Sheddächern, ganz in Eisenbeton. In einem Falle hat sich der Randabstand der Wandbewehrung mit 1 cm als zu gering erwiesen. Im übrigen ist der Befund vollkommen befriedigend gewesen.

Beschädigungen von Betonbauwerken durch Grundwasser und Abwasser. Im Hinblick auf die zerstörende Wirkung von schwefelsauren und kohlen-sauren Salzen werden von der Emschergenossenschaft bei ihren zahlreichen Betonbauwerken gemachte üble Erfahrungen in der D. B.-Ztg. 1919, Nr. 15, mitgeteilt. Ganz besonders schlimm sind die Wirkungen der Sickerwässer von Schlackenhalde gewesen. Auf einer 130 m langen Strecke des Emscherkanals in Hörde, die als Betontunnel durch die Halde der Hermannshütte führt, ist der Beton so stark zersetzt worden, daß große Strecken haben durch Ziegelmauerwerk ersetzt werden müssen und die völlige Erneuerung des gesamten Kanals unvermeidlich sein wird.

## 2. Im Hochbau.

Fabrikneubauten in Eisenbeton für die Motorwagen- usw. Fabrik Adam Opel, Rüsselheim. Von Hans Schäfer, Leiter der Zweigniederlassung München der Firma Dipl.-Ing. B. Fischer, Gustavsburg b. Mainz. In Beton u. Eisen 1919, Heft 11. Vorführung einer Reihe für die Kraftwagenfabrik während des Krieges errichteter Hochbauten. Mit zahlreichen Abbildungen. Besondere Beachtung verdienen wohl die Mitteilungen über den Abbruch eines Eisenbetondaches, bei dem die Eiseneinlagen durchaus unversehrt angetroffen worden sind. Die Bewehrung der Balken hat fast vollständig wieder verwendet werden können. — Auch die durch Wiederaufbau nötig gewordene Verstärkung von alten Eisenbetonsäulen stellt eine Besonderheit der besprochenen Ausführungen dar.

Fabrikneubauten der Hansa-Lloyd-Werke A.-G. in Bremen. Von R. u. G. Schellenberger, Arch.- und Ing.-Büro, Bremen. Besprechung der neueren Erweiterungsbauten dieses Werkes, die im Verein mit den früheren, bereits 1917 in Beton u. Eisen Heft 6 beschrieben, nur wegen ihres gewaltigen Umfangs Beachtung verdienen, denn bauliche Besonderheiten liegen kaum vor. Beton u. Eisen 1919, Heft 12/13.

## 3. Im Brückenbau.

Die Wiederherstellung zerstörter Steinbrücken in Frankreich. Um schnell bauen und Rüstungen ersparen zu können, hat die französische Ostbahn Betonbrücken kleinerer Lichtweite durch Aneinanderreihen vorher gestampfter Gewölbbögen von geringer Tiefe hergestellt. Die Einzelbögen sind mit Hebezeugen für schwere Lasten (10 t) versetzt worden. Ein zweites Verfahren benutzt Altschienen, die in der Bogenform gekrümmt, die Schalung zu tragen haben. Um gleichmäßig zu belasten, werden schachbrettartig verteilte, durch stehende Drahtnetze gebildete Fächer abwechselnd ausbetoniert. Bei der Wiederherstellung einer Öffnung einer Straßenbrücke über die Marne hat man — ganz nach Melanscher Art — fächerartige Bogenträger aus Eisen zur Stützung der Schalung verwendet. Beton u. Eisen 1919, Heft 12/13.

Die neue Argentrücke bei Wangen, Allgäu. An Stelle einer alten, schönen Brücke ist nach deren Vernichtung durch Brand eine Eisenbetonbalkenbrücke von 22 m Lichtweite wegen reißenden Hochwassers ohne Zwischenpfeiler errichtet worden. Die örtlichen Verhältnisse hatten eine sehr geringe Bauhöhe ergeben, sodaß man zur Anwendung von über die Fahrbahn reichenden Hauptträgern greifen mußte. Ausbildung vierecksträgerartig. Entwurf und Ausführung von der Aktien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau in Stuttgart. Verkehrsweite 5,00 m. Belastung 7,5 t-Wagen für die Fahrbahn, 400 kg/qm Menschengedränge für die Hauptträger. — Lichtbild, Schnitte, Eisenauszug.

## 4. Im Wasserbau.

### 5. Grundbau, insbesondere Pfahlbauweise.

Die neue Entwässerungsanlage in Codigoro. Von Obering. G. Müller, Winterthur. In der Schweizer Bau-Ztg. vom 12. 7. 1919 wird die Gründung des Maschinenhauses besprochen. Bis zu einer Tiefe von 50 m waren nur Torf, Sand und Lehmschichten in zahlreichen Schichten angetroffen worden. Das Gebäude konnte nicht auf eine Gründungsplatte gesetzt werden, da die Schichten stark keilförmig, also von wechselnder Dicke waren, sodaß verschiedene Setzungen mit ihren nachteiligen Folgen zu erwarten waren. Daher Pfahlrost. Eisenbetonpfähle, da Holz in den Torfschichten keinen Bestand gehabt haben würde. Es erscheint aber unzutreffend, wenn hier behauptet wird, daß Eisenbeton durch Moorsäure nicht angegriffen würde. Es ist bekannt, daß

die Schwefelverbindungen des Moorwassers dem Eisenbeton schädlich sind. — Im ganzen sind 1005 Pfähle eingerammt worden. Die Tragfähigkeit der Pfähle ist nach der — allerdings von verschiedenen Seiten beanstandeten — Brixschen Rammformel nachgerechnet worden. Die Pfähle hatten 5-eckigen Querschnitt, demgemäß 5 Längseisen. Größte Länge der Rammfähle 16 m. Als Sand und Steinschlag ist Kalkstein aus Istrien verwendet worden. Er ist an Ort und Stelle gebrochen und z. T. zu Sand vermahlen worden. Dieser Rohstoff mußte über das Adriatische Meer befördert werden. Ausführung der Fa. Züblin & Co., Straßburg.

Prüfungen von Betonpfählen durch die Gemeinde Amsterdam. Von A. A. Kok, städt. Architekt. Bericht über neue Versuche, die die Fortsetzung derjenigen bilden, die in den Nrn. 5 und 6 des 6. Jahrgangs des Gewapend Beton besprochen worden sind.

I. Betonpfähle, System de Waal. Bei 60 t keine nennenswerte Senkung, bei 82,5 t allmähliches Einsinken, später völlige Unbeweglichkeit. Nach der Entlastung Aufwärtsbewegung um 5–7 mm. Zulässige Belastung wird auf 50 t angegeben.

II. Betonpfähle der Maatschappij voor Fundeeringwerken. (Früherer Name Wilhelmi.) Hier wird ein Rohr mit Holzpfropfen versehen eingerammt, die Bewehrung und der Beton werden eingebracht und das Rohr wird herausgewunden. Bei 40 t/Pfahl Setzungen um 17 bis 20 mm, bei 75 t/Pfahl bis 115 mm. Das Emporsteigen bei Entlastung betrug hier bis 16 mm. Die hölzerne Spitze erwies sich als nachteilig.

III. Hölzerne Pfähle. Die Belastung hatte bei Abschluß des vorigen Berichtes 10 t/Pfahl betragen, sie konnte gesteigert werden bis auf 75 t, ohne daß die Setzungen allzu groß geworden wären. Hiernach ist dann plötzliches Wegsacken zweier Pfähle (von 4) eingetreten. Einer ist gezogen und 2 m oberhalb der Spitze abgebrochen befunden worden. Die Ausführungen über diesen Punkt verdienen besondere Beachtung.

IV. Die Betonpfähle „Handl“. Hierbei war — das scheint besonders bedenklich — der in dem Rohr eingerammte Beton beim Hochziehen des Rohres einige Male mit hochgekommen. Er ist dann hinabgerammt worden, es besteht aber keine Sicherheit, daß Sand u. dgl. nicht inzwischen auf dem Pfahlunterteil sich abgelagert haben. Der Hauptnachteil ist, daß sich der eingerammte weiche Beton in dem Rohre vollkommen fest einkeilt. Bei 30 t Traglast zeigten sich sehr beträchtliche Setzungen (30–40 cm). Das System wird als nicht vertrauenswürdig bezeichnet.

V. Betonpfähle der N. V. Enkhuizer Betonijzerbouw, früher Last & Co. Hierbei wird ein Vertriebröhr eingebohrt, 2 m lange Stücke eines hohlen Pfahles werden darein eingesetzt. Schließlich wird oben eine pneumatische Kammer aufgesetzt, mit deren Hilfe der Pfahlhohlraum wasserfrei gemacht wird. Ausbetonieren. Die einzelnen Pfahlstücke sind hohle Kegelstümpfe, deren größere Breite oben liegt. Die Kegelform der einzelnen Schüsse hat die Tragfähigkeit nicht erhöht. Gewapend Beton 1919, Maiheft.

### 6. Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel-, Berg- und städtischer Tiefbau.

Abteuen von Schächten im Bergwerk durch Versteinung mit Zement und Sand-Einfüllen. Bericht von Reg.-Bmstr. L. Kropf, Tappau i. Ostpr. Beachtenswerte Angaben über eine neue Anwendung der Betonbauweise. Es ist eine Anwendung des Zementpreßverfahrens im Bergbau. Die Spalten, die dem Wasser den Zutritt verschaffen, werden von eingebohrten Druckrohren aus mit Zementbrühe ausgespritzt, bis sie geschlossen sind. Es wird von derartigen Dichtungsarbeiten auf der Zeche Viktoria bei Lünen nach Angaben des Direktors Bruchhausen, Dortmund, berichtet. Hierbei wird auf die Eigenschaften des Thuringia- (Eisenportland-)

Zements sehr lobend eingegangen. Beton u. Eisen 1919, Heft 11.

### 7. Schiffbau.

Betonkiele für Segelyachten und Motorboote. Die bleiernen Kiele dieser Fahrzeuge hat man während des Krieges ausbauen müssen. Der Ersatz, den man in Beton bzw. Eisenbeton gefunden hat, bewährt sich so gut, daß man ihn wegen der geringeren Kosten wohl auch ungezwungen weiter anwenden wird. Im Anschlusse an diese Feststellung bringt Beton u. Eisen 1919, Heft 11, einige Abbildungen und Herstellungsansichten.

Das erste Holz-Eisenbeton-Schiff Schwedens. Von Ing. K. W. Ljungdell, Malmö. Der Verfasser, der Erfahrung auf dem Gebiete des Eisenbetonschiffbaues gesammelt hat, spricht sich zunächst über den Eisenbetonschiffbau im allgemeinen aus, und zwar sehr günstig. Sodann führt er die von ihm angewendete Bauweise vor, die darin besteht, daß quadratische Hölzer von  $7,5 \times 7,5 \text{ cm}^2$  Querschnitt (Ecken sind abgekanzelt) eingebaut werden. Die dazwischen verbleibenden Betonstege haben 3 cm Stärke, die innere und die äußere Überdeckungsschicht ist 3 bzw. 3,5 cm. Gewichtsparsnis, Steigkeitszunahme, Betriebsfähigkeit des Schiffes noch vor der völligen Erhärtung (?), besonders vorteilhafte Herstellungsweise rühmt der Verfasser dieser Bauart nach. Verrotten des Holzes und sprengende Wirkungen auf die Betonumhüllungen seien nicht zu befürchten. Die rechnerische Behandlung wird kurz vorgeführt. Der Schiffsquerschnitt weist elliptische Gestalt auf, ist aber als rechteckiger Kasten berechnet worden. — Das Zuwasserlassen ist besonders sorgfältig durchgeführt worden. Absenken des schwelenden Rumpfes samt dem Herstellungsroste mittels Schraubenspindeln. Beton u. Eisen 1919, Heft 12/13.

### VI. Sonstiges.

#### Wirtschaftliches, Personen- und Vereinsnachrichten.

Eisen und Eisenbeton im Brückenbau von Reg- und Baurat Schaper, Stettin, in „Der Eisenbau 1919 Heft 8. Der schon öfters unternommene Versuch, die Eisenbetonbauweise gegen die Eisenbauweise abzuwägen, wird hier erneuert u. zw. von einem Eisenbrückenbauer. Es treten daher die Nachteile der Eisenbetonbauweise besonders hervor. Man könne bei dem fertigen Bauwerk bei Tragfähigkeit nicht nach der Natur, sondern nur nach den — bisweilen abhanden kommenden — Zeichnungen feststellen; man könne die Brücken nur schwer verstärken; nach Abbruch seien die Baustoffe wertlos. Weiter werden wiederum das Schwinden, die geringe Dehnbarkeit des Betons und die Unsicherheit der Festigkeit des Betons im Bauwerke und die Rostgefahr ins Feld geführt. Für die Schwankungen der im Bauwerk erreichten Festigkeiten wird ein beachtenswertes Beispiel angeführt, wo Unterschiede von 150 kg/qcm festgestellt worden waren. Die von Perkun veröffentlichten Mängel der obereschischen Brücken werden als Bestätigung der Einwendungen bezeichnet, obgleich doch inzwischen festgestellt ist, daß daselbst die verschiedenlichsten Bau- und Entwurfsfehler stark mitgewirkt haben. Schaper verlangt dann, daß die Zugspannungen an Eisenbetonbrücken, herrührend vom Eigengewicht, Verkehr, Temperatur, Schwinden, soweit unter der Zugfestigkeit bleiben, daß noch eine ausreichende Sicherheit vorhanden sei, dabei soll auch die Unsicherheit, ob die am Probekörper festgestellte Zugfestigkeit auch im Bauwerke erzielt wird, mit eingerechnet werden. Demgegenüber sei nur erwähnt, daß feine Risse bei ausreichendem Abstände der Eisen vom Rande zur Rostbildung nicht führen können.

Unter die Instandhaltungskosten rechnet Schaper bei Eisenbetonbrücken auch alljährliche Besichtigungen und

alle fünf Jahre gründliche Untersuchungen in der von Perkun ausnahmsweise durchgeführten Art mit Sandstrahlgebläse und Meißel. Berechtigter ist der Hinweis, daß die Erneuerung von Brücken meistens nicht wegen ihrer Alterschwäche, sondern aus Gründen veränderter Verkehrsbedürfnisse erfolgt. Doch dürfte das auch nicht in der angenommenen Allgemeinheit zutreffen. Im übrigen wird die Zukunft lehren, daß nach dem unglücklichen Kriege der Eisenbeton im Brückenbau in Deutschland eine Erweiterung seines Anwendungsgebietes erleben wird.

Wilhelm Germelmann† Eine Würdigung der Verdienste des kürzlich Verstorbenen, der als langjähriger Vorsitzender des D. A. f. E. und als Vorsitzender der 1916 eingerichteten Reichsstelle für Zement auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues Bedeutendes geleistet hat. D. B. Ztg. 1919. Mitt. f. Zem. u. Beton Nr. 15.

### VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

#### Anspruch der in feindlicher Gefangenschaft befindlichen deutschen Kriegsteilnehmer auf Leistungen der Krankenkasse.

(Reichsversicherungsamt, II. a. K. 140/18.)

(Nachdruck verboten.) Ein deutscher Handwerksgehilfe, der als Kriegsteilnehmer seine Kassenmitgliedschaft freiwillig fortgesetzt hatte, war in russische Gefangenschaft geraten, nachdem er verwundet worden war. Vier Monate später starb er in russischer Gefangenschaft; während dieser ganzen Zeit war er krank gewesen.

Die Witwe des Verstorbenen forderte nun von der zuständigen Kasse für die Zeit der Krankheit des Mannes Krankengeld, und ferner beanspruchte sie Sterbegeld. Die Kasse weigerte sich zu zahlen, mit der Begründung, unter „Ausland“ im Sinne des § 1 des Gesetzes betreffend Erhaltung von Anwartschaften in der Krankenversicherung vom 4. August 1914 sei nur das von deutschen Truppen besetzte Gebiet feindlicher Staaten zu verstehen; gefangene weiterversicherte Kriegsteilnehmer hätten sonach keinen Anspruch auf die Kassenleistungen.

Indessen hatte das Versicherungsamt die Kasse zur Zahlung von Krankengeld für die fragliche Zeit verurteilt, und das Reichsversicherungsamt hat die Zahlungsverpflichtung der Kasse auch noch auf die Gewährung von Sterbegeld ausgedehnt.

Die Annahme der Kasse, daß unter „Ausland“ im Sinne des erwähnten Gesetzes nur das von deutschen Truppen besetzte Gebiet zu verstehen sei, ist verfehlt. Nach dem allgemeinen Sprachgebrauch ist unter „Ausland“ jedes Gebiet außerhalb des Deutschen Reiches zu verstehen. Das Reichsversicherungsamt hat bei Auslegung des § 214, Abs. 3 RVO. bereits in diesem Sinne erkannt. Die Auffassung der Kasse könnte ja auch zu der unhaltbaren Folgerung führen, daß das nicht von deutschen Truppen besetzte Gebiet der dem Deutschen Reiche verbündeten Staaten oder das Gebiet neutraler Staaten nicht als Ausland im Sinne des oben erwähnten Gesetzes anzusehen wäre und somit die sich dort aufhaltenden Kriegsteilnehmer zur freiwilligen Weiterversicherung nicht berechtigt wären.

Ein Ruhen des Anspruchs auf Krankenhilfe tritt während der Dauer der Kriegsgefangenschaft gleichfalls nicht ein. Zuzugeben ist, daß die Kassen durch Gewährung von Kassenleistungen an Kriegsgefangene, sofern die Gefangenen von dem Rechte der Weiterversicherung in größerem Umfange Gebrauch gemacht haben, erheblich belastet werden können. Dieser Umstand kann indessen gegenüber der klaren Rechtslage zu keinem anderen Ergebnis führen.

*Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 5 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einreichung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.*